



**Universidade de  
Aveiro**  
2011

Departamento de Engenharia Civil

**Filipe José da Silva  
Rebello**

**Interacção solo-estrutura – Análise através de  
elementos finitos**





**Filipe José da Silva  
Rebelo**

**Interacção solo-estrutura – Análise através de  
elementos finitos**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar e co-orientação científica do Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado, ambos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.





Aos meus avós, pais e irmão.



## **o júri**

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa  
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor José Manuel Mota Couto Marques  
professor associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof<sup>a</sup>. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes  
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim  
professor associado da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

Ao alcançar este cume, por apresentar este trabalho e terminar assim esta longa jornada, deseja o autor expressar os mais sinceros agradecimentos àqueles que mais significado tem.

À professora Margarida Pinho Lopes por desde bem cedo, quando seu aluno nas disciplinas de Mecânica dos Solos, despertar em mim o gosto por esta matéria, pela disponibilidade em orientar este trabalho, pelas excelentes recomendações durante a sua realização, por não me deixar satisfeito com o que alcançava e sempre me desafiar a ir mais longe, pelo gosto pelo rigor e pela motivação quando mais precisei, um muito obrigado.

Ao professor Paulo Barreto Cachim pela disponibilidade em co-orientar este trabalho, pelas excelentes recomendações feitas e pela preocupação demonstrada, um muito obrigado.

À Rute Figueiredo e ao Rafael Vigário pela disponibilidade em rever o texto do presente documento, bem como a especial amizade e encorajamento, um muito obrigado.

Aos meus avós pelo amor incondicional, pelo exemplo, pelo gosto por saber, por sempre terem uma palavra, um olhar, uma pancada nas costas, um abraço que eu tão bem entendia como “confio em ti, vais conseguir”. Sem que soubessem, essa responsabilidade era mais que suficiente para que aumentasse em mim a motivação de concretizar o melhor trabalho possível. Por juntamente com os meus pais fazerem seus os meus objectivos. Um muito obrigado.

Por fim, aos meus pais e irmão pelo amor incondicional, pela confiança e motivação, por aturarem as minhas frustrações e desabafos, partilhando da minha preocupação, por em detrimento deles mesmos e com sacrifício fazerem tudo ao seu alcance para facilitar e tornar possível esta minha “caminhada”. Pela compreensão necessária para aceitar as inúmeras horas subtraídas à sua companhia, um muito obrigado.

A todos vós um “muito obrigado” subestima e não exprime a plenitude do meu agradecimento e reconhecimento.



## **palavras-chave**

elementos finitos, fundações superficiais, capacidade de carga, modelação numérica, interacção solo-estrutura.

## **resumo**

A presente dissertação pretende debruçar-se no estudo da interacção solo-estrutura utilizando uma análise através de elementos finitos.

Levando em conta a facilidade ao acesso a programas de modelação numérica, a sua utilização poderá tornar-se ausente de espírito crítico por parte do utilizador. Assim sendo, fez-se variar uma quantidade de parâmetros, quer relativos a opções de modelação quer relacionados com as propriedades do solo, de forma a analisar o seu efeito no diagrama de momentos flectores da fundação de uma determinada estrutura e no comportamento dos respectivos assentamentos. Por fim, estudou-se a influência da estratificação do perfil nos assentamentos máximos de cada sapata e observou-se o efeito da proximidade das sapatas nesses mesmos assentamentos. Entre os parâmetros estudados estão o tipo de solo, o valor da coesão, a utilização de simplificações de simetria, a malha de elementos finitos e a forma de aplicação da carga no elemento de barra (sapata).

Realizou-se uma apresentação de conceitos relativos a tensões e deformações no solo, dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, métodos de modelação da interacção solo-estrutura e método dos elementos finitos. Após esta revisão bibliográfica apresentou-se o caso de estudo efectuado no âmbito da presente dissertação, onde se efectuou a análise do efeito dos parâmetros atrás mencionados na fundação de determinada estrutura. Observa-se que tanto a mudança do módulo de deformabilidade como a mudança do valor da coesão introduzem variações significativas tanto no valor máximo e na forma do diagrama de momentos flectores na sapata, como no valor dos assentamentos da mesma. A utilização de simplificações de simetria revela-se uma abordagem vantajosa, bem como a utilização de uma malha de elementos finitos fina. O parâmetro que maior efeito tem no diagrama de momentos flectores na sapata é a forma de aplicação da carga. A proximidade entre fundações acarreta um aumento do valor do assentamento destas.

Por fim são propostas algumas linhas de investigação futuras.





**keywords**

finite elements, shallow foundations, bearing capacity, numerical modeling, soil-structure interaction.

**abstract**

The aim of this master thesis is to investigate the soil-structure interaction problem using a finite element analysis.

Taking into account the ease of the access to programs and numerical models, its use may cause an absence of discussion by the user. Therefore a number of parameters , either related to options of modeling or related to soil properties, were changed in order to examine its effects on the bending moment diagram of the foundation of a certain structure and also the behavior of their settlements. At last, the influence of stratification in the settlements of each footing was studied, as well as the interference effect of two nearby footings. Among the parameters studied are the type of soil, the value of cohesion, the use of simplifications of symmetry, the finite element mesh and how to implement the load on the frame element.

A presentation about concepts of stress and strain in the soil, geotechnical design of shallow foundations, methods of modeling the soil-structure interaction and the finite element method is carried out. After this review, the case study performed for this master thesis was presented, which makes the analysis of the effect of the parameters above mentioned in the foundation of a particular structure. It is observed that, the change of modulus of deformability and the value of cohesion bring significant variations in both maximum and shape of the bending moment diagram of the footing, as well as in the value of its settlement. The use of simplifications of symmetry turns out to be an advantageous approach, as well as the use of a fine finite element mesh. The parameter that affects the most on the bending moment diagram of the footing is the load application. The proximity of foundations leads to an increase in the value of its settlements.

Finally some guidelines and proposals for future researches are suggested.



# ÍNDICE

Índice .....	i
Índice de Figuras .....	iii
Índice de Tabelas .....	viii
Lista de Símbolos .....	ix
1. Introdução .....	1
1.1. Objectivos do trabalho .....	3
1.2. Descrição da dissertação .....	3
2. Tensões e deformações na massa do solo .....	5
2.1. Acréscimos de Tensão .....	5
2.2. Rotura e Pontos Plastificados .....	9
2.3. Assentamentos .....	14
2.4. Cálculo de Assentamentos Imediatos .....	15
2.5. Rotação de Sapatas Associadas a Momentos .....	19
2.6. Efeito Resultante da Proximidade de Sapatas .....	20
2.7. Limitação de Assentamentos .....	24
3. Dimensionamento Geotécnico de Fundações Superficiais .....	27
3.1. Introdução .....	27
3.2. Equação da capacidade de carga .....	28
3.3. Sapatas com Cargas Excêntricas .....	31
3.4. Fundações Superficiais em Solos Estratificados .....	32
3.4.1. Estrato de argila subjacente a um estrato de areia .....	33
3.4.2. Dois estratos argilosos sobrepostos .....	34
4. Modelação da Interacção solo-estrutura .....	37
4.1. Introdução à modelação .....	37
4.2. Sistemas Integrados .....	38
4.3. Modelação do sistema Estrutura-Fundação-Solo .....	40
4.3.1. “Field Elimination” (Eliminação de Campo) .....	40
4.3.2. Método dos Elementos Finitos .....	43
5. Método dos Elementos Finitos .....	49
6. Caso de Estudo .....	53
6.1. Estrutura .....	53
6.2. Solos Tipo .....	59
6.3. Modelos Base .....	60
6.4. Grupos de Análise .....	64
6.5. Resultados .....	69
6.5.1. Grupo 1 .....	69
6.5.2. Grupo 2 .....	79
6.5.3. Grupo 3 .....	88
6.5.4. Grupo 4 .....	98
6.5.5. Discussão de Resultados .....	109
7. Considerações Finais .....	123

Referências bibliográficas .....	127
Anexo A: Tabelas de resultados .....	A-1

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Problema de Flamant. ....	5
Figura 2.	Bolbo de tensões verticais incrementais correspondentes a um carregamento à superfície no caso de uma pressão uniforme ao longo de uma faixa de desenvolvimento infinito. [FERNANDES (2006)] .....	6
Figura 3.	Bolbo de tensões incrementais verticais correspondentes a um carregamento à superfície no caso de uma área quadrada. [FERNANDES (2006)] .....	7
Figura 4.	Bolbos de tensões verticais incrementais induzidos por duas faixas paralelas de comprimento infinito, de igual largura, carregados com a mesma pressão e com distância entre eixos dupla da largura comum. [FERNANDES (2006)] .....	8
Figura 5.	Maciço carregado à superfície e esquema de tensões iniciais e incrementais no ponto P, situado no eixo de simetria da zona carregada. Adaptado de FERNANDES (2006). ..	10
Figura 6.	Circunferências de Mohr descritivas do estado de tensão em P: Estados de tensão em repouso e após três incrementos de carregamento à superfície de igual valor. Adaptado de FERNANDES (2006). ....	11
Figura 7.	Rotura do solo de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, para o estado de tensão resultante do terceiro incremento de carga à superfície. Adaptado de FERNANDES (2006). ....	12
Figura 8.	Estado de tensão em P ao prosseguir o carregamento à superfície para além do que causou a rotura do solo nesse ponto. Adaptado de FERNANDES (2006). ....	13
Figura 9.	Assentamento total e diferencial (FERNANDES (1995)).....	14
Figura 10.	Carregamento de um maciço estratificado e elástico. (FERNANDES (1995)) ..	15
Figura 11.	Factor de influência $I_F$ para sapatas a profundidade $D$ . (BOWLES (1996)) ....	19
Figura 12.	Rotação de uma sapata assente em meio elástico, sob acção de momentos. Adaptado de FERNANDES (1995). ....	20
Figura 13.	Esquema do modelo utilizado em GHOSH et al. (2010). Adaptado de GHOSH et al. (2010). ....	21
Figura 14.	Variação de $\xi_\delta$ com $S/B$ para diferentes $H_I/H$ com $q=0,25\text{MN/m}$ , $B=1,0\text{m}$ e $E_2/E_I=0,5$ . ....	22
Figura 15.	Variação de $\xi_\delta$ com $S/B$ para diferentes valores de $q$ com $B=1,0\text{m}$ , $E_2/E_I=0,5$ e $H_I/H=0,5$ . ....	22
Figura 16.	Variação de $\xi_\delta$ com $S/B$ para um estrato único com: (a) diferente $E$ ; (b) diferente $q$ . ....	22
Figura 17.	Variação da tensão normal para diferentes $S/B$ (a) abaixo da interface; (b) na base. ....	23
Figura 18.	Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações, segundo BJERRUM (1963). (FERNANDES (1995)) .....	25
Figura 19.	Representação das superfícies de rotura teóricas segundo Meyerhof e Terzaghi [MARTINS (2002)]. ....	27
Figura 20.	Formulação teórica de rotura por corte do solo [FERNANDES (1995)]. ....	28

Figura 21.	Sapata rectangular com cargas excêntricas [FERNANDES (1995)].....	31
Figura 22.	Sapata circular com carga excêntrica [FERNANDES (1995)]. .....	32
Figura 23.	Representação da sapata fictícia em estrato argiloso. Adaptado de BONITO (2006). .....	34
Figura 24.	Ábaco utilizado para obtenção de $N_{c,f}$ para sapatas contínuas [BONITO (2006)]. .....	35
Figura 25.	Ábaco utilizado para obtenção do valor de $N_{c,c}$ para sapatas circulares ou quadradas [BONITO (2006)]. .....	35
Figura 26.	Ilustração da aplicação da técnica de eliminação de campo ao problema da interacção solo-estrutura.....	39
Figura 27.	Análise parcelar na interacção solo-estrutura. Adaptado de JAHROMI (2009).. ..	40
Figura 28.	Esquema de aplicação do modelo de Winkler: viga apoiada em meio elástico. ..	41
Figura 29.	Esquemas do modelo de Winkler melhorado: (a) comportamento elastoplástico do solo; (b) comportamento viscoelástico do solo. Adaptado de JAHROMI (2009). .....	43
Figura 30.	Modelo utilizado por JIN et al. (2005). Adaptado de JAHROMI (2009). .....	45
Figura 31.	Esquema do modelo utilizado por TIAN et al. (2008). Adaptado de JAHROMI (2009) .....	45
Figura 32.	Abordagem monolítica de um problema de interacção solo-estrutura segundo NOORZAEI et al. (2006). Adaptado de JAHROMI (2009).....	46
Figura 33.	Esquema de abordagem escalonada. Adaptado de JAHROMI (2009).....	47
Figura 34.	Esquema de abordagem iterativa. Adaptado de JAHROMI (2009). .....	48
Figura 35.	Raciocínio inerente à utilização do método dos elementos finitos. (Adaptado de CISMASIU (2009)) .....	52
Figura 36.	a) Proposta estrutural de três pisos. b) Proposta estrutural de oito pisos.....	53
Figura 37.	Resultado do estudo paramétrico relativo ao edifício de três pisos, para os dois pilares, os três solos e os três coeficientes de segurança. ....	56
Figura 38.	Resultado do estudo paramétrico relativo ao edifício de oito pisos, para os dois pilares, os três solos e os três coeficientes de segurança. ....	58
Figura 39.	Modelo base correspondente a uma sapata isolada com simplificação de simetria. ....	62
Figura 40.	Modelo base correspondente a uma sapata isolada sem simplificação de simetria. ....	63
Figura 41.	Modelo base correspondente às quatro sapatas com simplificação de simetria. ..	63
Figura 42.	Modelo base correspondente às quatro sapatas sem simplificação de simetria. ..	64
Figura 43.	a) Esquema dos esforços presentes na fundação da estrutura. b) Estrutura com sapatas numeradas. ....	64

Figura 44.	a) Carga distribuída por toda a sapata; b) Carga distribuída segundo as dimensões do pilar; c) Carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão. ....	67
Figura 45.	Diagramas de momentos flectores na sapata relativos ao parâmetro “Mudança de Solo”.	69
Figura 46.	Diagramas de momentos flectores na sapata relativos ao parâmetro “Mudança de Coesão” no solo 1. ....	70
Figura 47.	Diagrama de momentos flectores na sapata relativos ao parâmetro “Mudança de Coesão” no solo 2. ....	71
Figura 48.	Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Mudança de Coesão” nos solos 1 e 2. ....	72
Figura 49.	Diagrama de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Simplificação de Simetria”, no solo 1. ....	73
Figura 50.	Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Simplificação de Simetria”, no solo 2. ....	74
Figura 51.	Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Simplificação de Simetria”, nos solos 1 e 2, com coesão de 10kPa. ....	75
Figura 52.	Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, no solo 1. ....	76
Figura 53.	Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, no solo 2. ....	77
Figura 54.	Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Forma de Aplicação da Carga”, nos solos 1 e 2. ....	78
Figura 55.	Diagrama de momentos flectores na sapata relativos ao efeito da mudança de solo de fundação. ....	80
Figura 56.	Diagramas de momentos flectores na sapata resultantes da mudança do valor da coesão no solo 1. ....	81
Figura 57.	Diagrama de momentos flectores na sapata resultantes da mudança do valor da coesão no solo 2. ....	82
Figura 58.	Diagramas de momentos flectores correspondentes ao efeito da simplificação de simetria nos solos 1 e 2. ....	83
Figura 59.	Diagramas de momentos flectores correspondentes aos modelos de análise do efeito da simplificação de simetria para os solos 1 e 2 com coesão no valor de 10kPa. ....	84
Figura 60.	Diagramas de momentos flectores relativos ao efeito da mudança de malha de elementos finitos no solo 1. ....	85
Figura 61.	Diagramas de momentos flectores relativos ao efeito da mudança de malha de elementos finitos no solo 2. ....	86
Figura 62.	Diagramas de momentos flectores na sapata para efeito da forma de aplicação da carga, solo 1. ....	87
Figura 63.	Diagramas de momentos flectores na sapata para efeito da forma de aplicação da carga, solo 2. ....	87
Figura 64.	Diagramas de momentos flectores nas sapatas, assentes em solo 1 e 2. ....	89

Figura 65.	Diagramas de momentos flectores nas sapatas assentes em solo 1 e 2. ....	90
Figura 66.	Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 1. ....	91
Figura 67.	Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 2. ....	92
Figura 68.	Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 1, com coesão no valor de 10kPa.....	93
Figura 69.	Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 2, com coesão no valor de 10kPa.....	93
Figura 70.	Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, com sapatas assentes em solo 1. ....	94
Figura 71.	Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, com sapatas assentes em solo 2. ....	95
Figura 72.	Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Forma de Aplicação da Carga”, no solo 1. ....	96
Figura 73.	Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Forma de Aplicação da Carga”, no solo 2. ....	97
Figura 74.	Esquema do modelo de análise para: a) sapata isolada; b) quatro sapatas. ....	98
Figura 75.	Relação entre assentamentos e $H_I/H_T$ para a sapata 1. ....	99
Figura 76.	Relação entre assentamentos e $H_I/H_T$ para a sapata 2. ....	100
Figura 77.	Relação entre assentamento e $H_I/H_T$ para a sapata 1 na análise das quatro sapatas. ....	101
Figura 78.	Relação entre assentamento e $H_I/H_T$ para a sapata 2 na análise das quatro sapatas. ....	101
Figura 79.	Comparação entre valores obtidos para sapata 1 isolada e respectiva sapata analisada em modelo conjunto. ....	102
Figura 80.	Comparação entre valores obtidos para sapata 2 isolada e respectiva sapata analisada em modelo conjunto. ....	103
Figura 81.	Gráfico do Output do programa PLAXIS, representando os pontos plastificados relativos ao modelo G1_1, a saber, carregamento da sapata 1 em solo 1 (2693 pontos plastificados). ....	109
Figura 82.	Gráfico do Output do programa PLAXIS, representando os pontos plastificados relativos ao modelo G1_2, a saber, carregamento da sapata 1 em solo 2 (1734 pontos plastificados). ....	110
Figura 83.	Esquema do efeito do aumento da coesão no estado de tensão. Circunferências de Mohr. ....	110
Figura 84.	Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 1 do Grupo 1. ....	112
Figura 85.	Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 1 do Grupo 1. ....	112



Figura 86.	Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 5 do Grupo 1. ....	113
Figura 87.	Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 5 do Grupo 1. ....	113
Figura 88.	Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 2 do Grupo 1. ....	114
Figura 89.	Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 2 do Grupo 1. ....	114
Figura 90.	Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 6 do Grupo 1. ....	115
Figura 91.	Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 6 do Grupo 1. ....	115
Figura 92.	Ilustração teórica do efeito da mudança de malha de elementos finitos de fina para grosseira nos diagramas de: a) momentos flectores positivos; b) momentos flectores negativos; c) momentos negativos e positivos no mesmo elemento. ....	117
Figura 93.	Variação dos assentamentos máximos dos três primeiros grupos em função do parâmetro em análise. ....	118

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.	Valores de $I_s$ (adaptado de FERNANDES (1995)) .....	17
Tabela 2.	Valores de $I_s$ para centro de sapatas flexíveis sob meio elástico com fronteira rígida à profundidade H. [adaptado de FERNANDES (1995)] .....	17
Tabela 3.	Tabela de limitação de assentamentos adaptada de POULOS et al. (2001). .....	26
Tabela 4.	Valores dos esforços obtidos no programa SAP2000 .....	54
Tabela 5.	Características das sapatas utilizadas. ....	59
Tabela 6.	Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ). Adaptado do Quadro A.2 do Anexo A do EN1997-1 (2010). ....	60
Tabela 7.	Valores de cálculo dos parâmetros dos solos 1 a 3.....	60
Tabela 8.	Três primeiros Grupos, respectivos modelos e parâmetros. ....	68
Tabela 9.	Variação da tensão em função do carregamento. ....	105
Tabela 10.	Tensões obtidas para o carregamento correspondente à sapata 1 (Bolbos e respectivas tensões máximas). No perfil estratificado o solo 2 encontra-se a 9m.....	106
Tabela 11.	Tensões obtidas para o carregamento correspondente à sapata 2 (Bolbos e respectivas tensões máximas). No perfil estratificado o solo 2 encontra-se a 6m.....	107
Tabela 12.	Tensões obtidas para o carregamento correspondente à modelação das quatro sapatas. (Bolbos e respectivas tensões máximas). ....	108
Tabela 13.	Resultados obtidos nos modelos dos Grupos 1, 2 e 3.....	A-2
Tabela 14.	Valores máximos dos momentos flectores nas sapatas e respectivas variações (Grupo 1 e 2). ....	A-3
Tabela 15.	Valores máximos dos momentos flectores nas sapatas e respectivas variações (Grupo 3). ....	A-4
Tabela 16.	Valores máximos dos assentamentos e respectivas variações (Grupos 1, 2 e 3).. ..	A-5
Tabela 17.	Variação das tensões em função da mudança de solo (Sapata 1).....	A-6
Tabela 18.	Variação das tensões em função da mudança de solo (Sapata 2).....	A-6
Tabela 19.	Variação das tensões em função da mudança de solo (Quatro Sapatas) .....	A-7

## LISTA DE SÍMBOLOS

Todos os símbolos desta dissertação são apresentados onde aparecem pela primeira vez. Pretende-se com a presente lista fazer um sumário dos mesmos. Note-se que um mesmo símbolo pode ser utilizado com mais que um sentido, no entanto é devidamente explicado no contexto.

Apresenta-se de seguida a lista de símbolos:

$\sigma$	Tensão normal
$\tau$	Tensão de corte
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensão normal
$\Delta\tau$	Acréscimo de tensão de corte
$\Delta Q_s$	Carga aplicada à superfície
$\pi$	Número adimensional (3,14)
$x$	Distância segundo o eixo dos $xx$ ou componente segundo o eixo dos $xx$
$y$	Distância segundo o eixo dos $yy$ ou componente segundo o eixo dos $yy$
$z$	Distância segundo o eixo dos $zz$ ou componente segundo o eixo dos $zz$
$R$	Distância diagonal
$\Delta q_s$	Tensão aplicada à superfície
$B$	Menor dimensão em planta da sapata
$L$	Maior dimensão em planta da sapata
$H$	Altura da sapata
$B'$	Menor dimensão em planta da sapata efectiva
$L'$	Maior dimensão em planta da sapata efectiva
$B^*$	Menor dimensão em planta da sapata fictícia
$L^*$	Maior dimensão em planta da sapata fictícia
$P$	Ponto no maciço
$v$	Componente vertical
$h$	Componente horizontal
$c$	Coesão
$c'$	Coesão em termos de tensões efectivas
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi'$	Ângulo de atrito em termos de tensões efectivas
$f$	Sub-índice correspondente à rotura, “ <i>failure</i> ” em inglês
$s$	Assentamento ou deslocamento vertical

$l$	Distância na horizontal entre dois pontos
$\alpha$	Distorção angular
$h$	Espessura do estrato
$E$	Módulo de deformabilidade
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$V$	Esforço transversal
$M$	Momento flector
$N$	Esforço axial
$\theta$	Ângulo de rotação da sapata
$S$	Distância entre sapatas
$\xi_\delta$	Rácio de assentamento
$q_{ult}$	Capacidade de carga do solo
$\gamma$	Peso volúmico
$N_c, N_q, N_\gamma$	Factores de capacidade de carga, adimensionais
$s_c, s_q, s_\gamma$	Factores de forma, adimensionais
$i_c, i_q, i_\gamma$	Factores de inclinação da carga, adimensionais
$e$	Excentricidade
$\Omega_B$	Subsistema solo
$\Omega_T$	Subsistema estrutura
$\Delta T$	Intervalo de tempo
$[k]$	Matriz de rigidez global
$\{a\}$	Vector dos deslocamentos nodais para todo o domínio
$\{F\}$	Vector de solicitação global
$q_{adm}$	Tensão admissível do solo
$I$	Momento de Inércia
$EA$	Rigidez axial
$EI$	Rigidez de flexão
$\gamma_M$	Coefficientes parciais de segurança
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso

## 1. INTRODUÇÃO

Qualquer estrutura de engenharia civil pode ser dividida em dois grupos, consoante a sua função. O primeiro, designado por *superestrutura*, tem por função suportar, para além do seu peso próprio, todas as acções que nela actuam, sejam elas de carácter permanente ou variável, garantindo o grau de qualidade para a qual foi projectada. O segundo grupo, designado por fundação, também chamado de *subestrutura*, tem por função transmitir de forma adequada ao maciço de fundação, seja ele terroso ou rochoso, para além do peso próprio da estrutura de fundação em si, todos os esforços produzidos pelo peso da superestrutura bem como pelas acções actuantes. Note-se que o termo *superestrutura* é maioritariamente aplicado quando se trata de estruturas tais como pontes, barragens ou edifícios. No entanto, pode existir estrutura de fundação sem que necessariamente exista uma *superestrutura*. Fundações podem ser necessárias para que se transmita ao solo o carregamento de determinada tubagem ou torres de distribuição de energia eléctrica ou apenas maquinaria.

O estado de tensão do solo, ou do maciço de fundação, que é dependente da história geológica do local, é alterado aquando do novo carregamento. Dependendo das características geológico-geotécnicas do solo de fundação, ocorrerão deslocamentos, cuja componente vertical dos mesmos se designa de assentamentos, que por sua vez, introduzirão novos esforços na estrutura. Este ciclo repete-se até haver equilíbrio no sistema solo-estrutura, ou quando ocorre a rotura do solo e da estrutura por excesso de carga ou deformação no sistema.

Ao fenómeno de interdependência entre os efeitos que a estrutura produz no solo de fundação e que por consequência da resposta do solo a tais solicitações se originam novos esforços na estrutura, dá-se o nome de interacção solo-estrutura.

Esta interacção entre o solo de fundação e a estrutura deve ser levada em conta no dimensionamento de estruturas, de forma a evitar patologias devidas a assentamentos diferenciais excessivos, ou, em estado limite último, de forma a não comprometer a estabilidade da estrutura.

O presente trabalho concentra-se essencialmente na análise da interacção solo-estrutura, em particular no estudo de fundações superficiais.

Pode definir-se “solo” como um material poroso, não homogéneo, composto por três fases ou componentes, ou seja, pelas partículas (fase sólida), que compõe o que se designa de “esqueleto do solo”, pela água (fase líquida) e pelo ar (fase gasosa), sendo que estas duas

últimas fases preenchem os poros. Torna-se desta forma evidente que o comportamento mecânico do solo é bastante mais complexo de analisar, interpretar e prever do que, por exemplo, o de um sólido ou o de um fluido.

A deformação do solo pode ocorrer devido a inúmeros factores, tais como alteração de tensões, teor em água, temperatura ou massa do solo. Existem dois grandes tipos de deformação no solo: Deformação Imediata e Assentamentos por Consolidação.

A deformação imediata, causada por carregamentos estáticos, é normalmente pequena e ocorre essencialmente ao mesmo tempo que tais cargas são aplicadas ao solo. Este tipo de deformação é normalmente determinado utilizando a teoria da elasticidade, no entanto, não se trata de uma deformação elástica pois a descarga não implica uma recuperação da deformação.

Consolidação primária ou hidrodinâmica pode definir-se como uma redução de volume associada à redução da quantidade de água no solo e ocorre em todos os solos. Em solos não coesivos, tais como cascalhos e areias, esta consolidação ocorre rapidamente e normalmente não se distingue da deformação imediata. Em solos coesivos, tais como argilas ou solos orgânicos, esta consolidação é considerável e pode levar algum tempo até se completar. Concluído o processo de transferência de carga aplicada da água dos poros para o esqueleto sólido não se verifica a uma completa estabilização das deformações volumétricas dos solos argilosos. Este último processo de deformação ocorre sob tensão efectiva constante e é resultado da fluência do esqueleto sólido e das camadas de água adsorvida, verificando-se reajustamentos ao longo de um período de tempo bastante dilatado. A este processo dá-se o nome de consolidação secundária ou consolidação secular. Naturalmente, esta consolidação secundária só é possível à custa da expulsão da água do solo. A consolidação secundária é particularmente significativa nos depósitos recentes de solos argilosos de alta plasticidade e/ou com alto conteúdo de matéria orgânica. É no entanto desprezável em depósitos sobreconsolidados.

No caso da aplicação de cargas dinâmicas no solo, estas causam assentamentos devido ao rearranjo das partículas do solo, em particular no caso de solos não coesivos, para uma forma mais compacta.

## **1.1. Objectivos do trabalho**

Com o presente trabalho pretende-se estudar o efeito de diversos parâmetros, de carácter de modelação e relativos a propriedades do solo de fundação, no diagrama de momentos flectores das sapatas de determinada estrutura.

Pretende-se também avaliar o efeito da estratificação do perfil nos assentamentos das respectivas fundações superficiais, bem como o efeito da proximidade das mesmas.

## **1.2. Descrição da dissertação**

O presente capítulo serve de introdução à dissertação e introduz a problemática dos assentamentos e da interacção solo-estrutura.

No capítulo 2 são introduzidos os conceitos de acréscimos de tensão na massa de solo, onde se aborda a noção de bolbos de tensões, pontos plastificados e rotura. Ainda no capítulo 2 é abordado o tema dos assentamentos, nomeadamente o seu cálculo para fundações superficiais e limitações impostas. Apresenta ainda o trabalho de GHOSH et al. (2010) que estuda o efeito resultante da proximidade de sapatas.

O capítulo 3 descreve um dos métodos de dimensionamento de fundações superficiais, onde introduz o conceito de capacidade de carga de um solo e respectiva equação.

No capítulo 4 introduz-se a temática da modelação numérica da interacção solo-estrutura. Apresentam-se várias técnicas existentes para abordar tal problemática seguindo, entre outros autores, o trabalho de JAHROMI (2009).

O capítulo 5 fornece uma breve explicação acerca do raciocínio inerente ao método dos elementos finitos.

O capítulo 6 trata do estudo desenvolvido no âmbito deste trabalho, nomeadamente a análise do efeito de diversos parâmetros, sejam eles de carácter de opções de modelação ou correspondentes a valores de propriedades do solo, no diagrama de momentos flectores das sapatas da estrutura em estudo. Observa-se também o efeito de tais parâmetros nos assentamentos máximos. Por fim, estuda-se a influência da estratificação do perfil nos assentamentos máximos de cada sapata e observa-se o efeito da proximidade das sapatas nesses mesmos assentamentos.

Por fim o capítulo 7 apresenta as conclusões relativas ao estudo realizado e apresenta algumas propostas de trabalhos futuros, no âmbito desta dissertação.





## 2. TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA MASSA DO SOLO

### 2.1. Acréscimos de Tensão

Quando de um carregamento, a massa do solo transita de um estado de tensão de repouso para um novo estado de tensão, sob o efeito da carga adicional que lhe é aplicada. Segundo FERNANDES (2006), as primeiras soluções analíticas com interesse para a determinação do estado de tensão no interior de maciços foram deduzidas por Boussinesq (1885) para o caso de um meio elástico, isotrópico e semi-indefinido, carregado à superfície por uma carga vertical concentrada. Por meio de integração das soluções de Boussinesq, Flamant (1892) obteve as tensões para o caso de um meio do mesmo tipo, carregado à superfície por uma carga vertical linear uniforme, situação que corresponde a um equilíbrio bidimensional, ou estado plano de deformação, tal como ilustra a Figura 1.

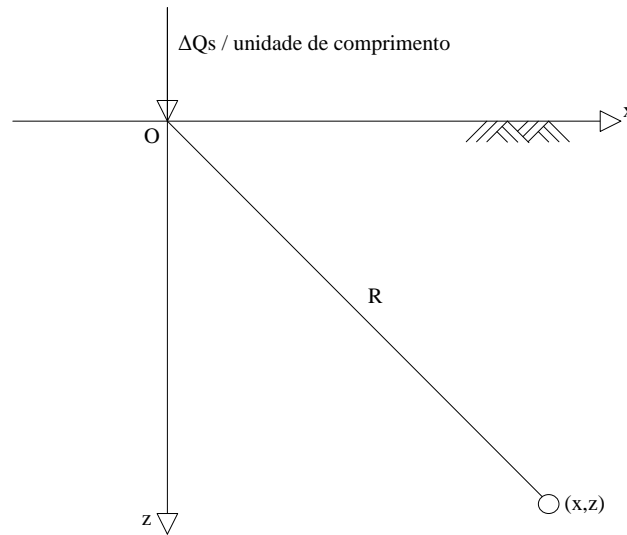


Figura 1. Problema de Flamant.

As equações para o cálculo das tensões são as apresentadas de seguida.

$$\Delta\sigma_x = \frac{2\Delta Q_s}{\pi} \frac{x^2 z}{R^4} \quad (1)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{2\Delta Q_s}{\pi} \frac{z^3}{R^4} \quad (2)$$

$$\Delta\tau_{xz} = \frac{2\Delta Q_s}{\pi} \frac{xz^2}{R^4} \quad (3)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{2\Delta Q_s \nu}{\pi} \frac{z}{R^2} \quad (4)$$

Uma das formas de representar as tensões incrementais é através de “bolbos de tensões”. A Figura 2 representa o bolbo de tensões verticais incrementais para o caso de uma pressão uniforme ao longo de uma faixa de desenvolvimento infinito.

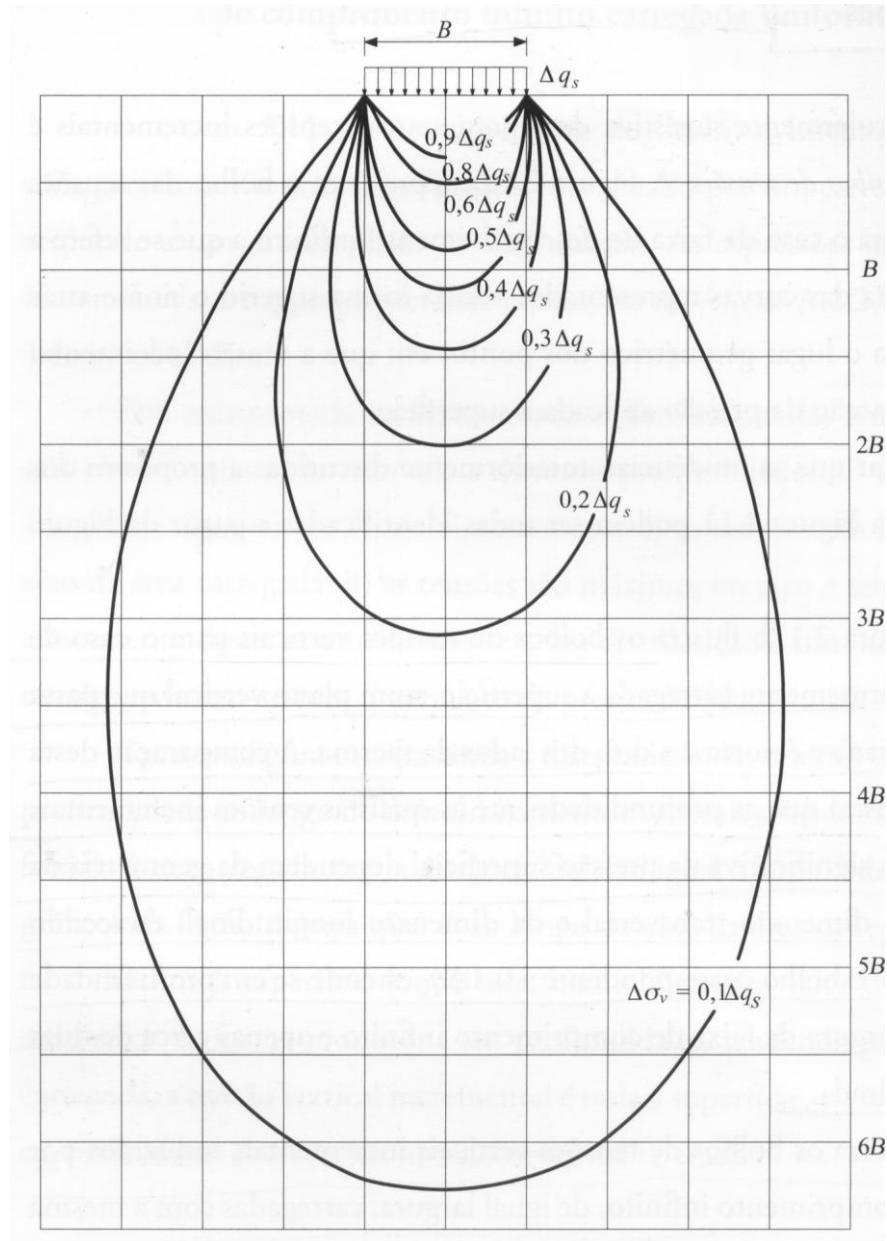


Figura 2. Bolbo de tensões verticais incrementais correspondentes a um carregamento à superfície no caso de uma pressão uniforme ao longo de uma faixa de desenvolvimento infinito. [FERNANDES (2006)]

Cada uma das curvas representadas representa o lugar geométrico dos pontos em que a tensão incremental assume o valor de uma determinada fracção da pressão aplicada à

superfície. A Figura 3 ilustra os bolbos de tensões verticais para o caso de uma área quadrada uniformemente carregada à superfície, num plano vertical que passa pelo centro da área quadrada e é normal a dois dos lados da mesma.

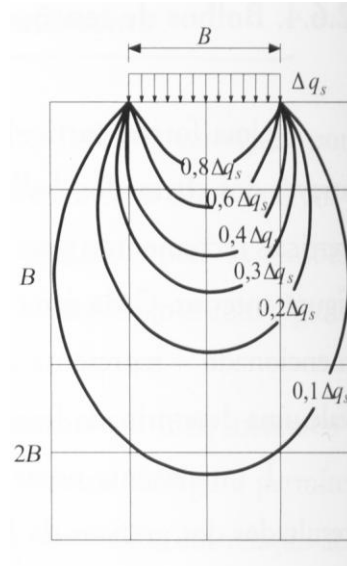


Figura 3. Bolbo de tensões incrementais verticais correspondentes a um carregamento à superfície no caso de uma área quadrada. [FERNANDES (2006)]

Comparando ambas as figuras (Figura 2 com Figura 3), pode observar-se que as profundidades até às quais as tensões incrementais representam uma fracção significativa da pressão superficial dependem da geometria da área carregada, isto é, da dimensão transversal e da dimensão longitudinal, crescendo com ambas. Por exemplo, o bolbo correspondente a  $0,1\Delta q_s$  estende-se em profundidade até cerca de seis vezes a largura da faixa de comprimento infinito e apenas cerca de duas vezes o lado da área quadrada.

Na Figura 4 podem observar-se os bolbos de tensões verticais incrementais induzidos por duas faixas paralelas de comprimento infinito, de igual largura, carregados com a mesma pressão e cuja distância entre eixos é dupla da largura comum, isto é, tendo entre ambas uma faixa descarregada com igual largura.

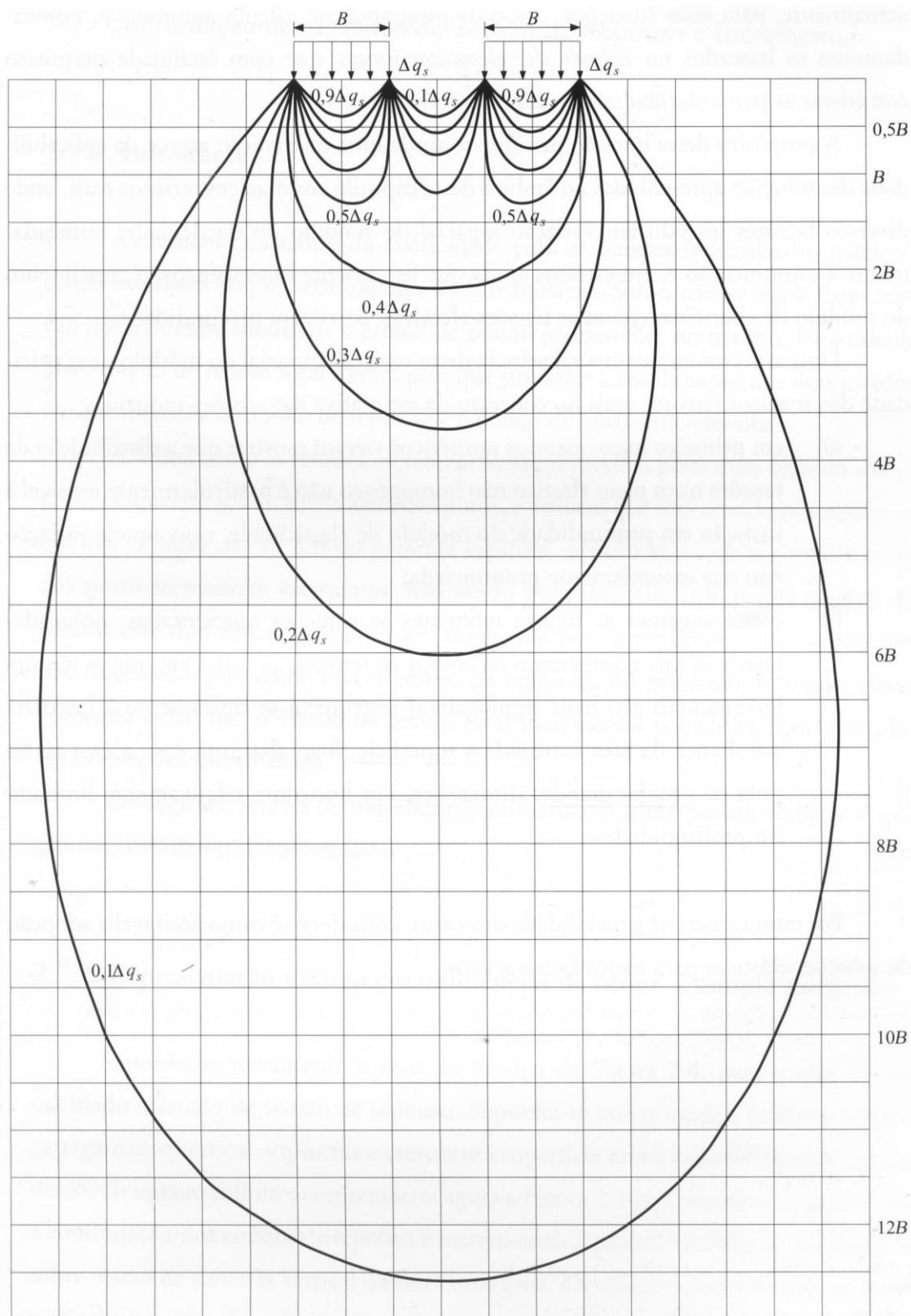


Figura 4. Bolbos de tensões verticais incrementais induzidos por duas faixas paralelas de comprimento infinito, de igual largura, carregados com a mesma pressão e com distância entre eixos dupla da largura comum. [FERNANDES (2006)]

A análise destas figuras revela que a existência de zonas carregadas relativamente próximas provoca sob cada uma delas e a uma determinada profundidade, incrementos de tensão mais elevados, e portanto, aumentando a profundidade até à qual são significativos.

Salienta-se que as soluções apresentadas se referem a meios elásticos, semi-indefinidos, isotrópicos e homogéneos e decorrem da integração analítica dos sistemas de equações diferenciais correspondentes. Para carregamentos mais complexos, quer devido à geometria da área carregada, quer seja pela distribuição do carregamento e/ou pelas condições mais complexas referentes ao meio elástico, como anisotropia, variação das constantes elásticas em profundidade, ou ainda, a existência de uma fronteira rígida inferior, a resolução dos correspondentes sistemas de equações diferenciais é processada, na maioria dos casos, numericamente. Actualmente, para tais situações recorre-se ao uso de programas de cálculo automático, nomeadamente os baseados no método dos elementos finitos, que facilmente permitem considerar as particularidades de cada caso em concreto.

## 2.2. Rotura e Pontos Plastificados

Nesta secção segue-se de perto o apresentado em FERNANDES (2006).

Considere-se um maciço de superfície horizontal de peso volúmico  $\gamma$ , solicitado por uma carga crescente  $\Delta q_s$ . A carga  $\Delta q_s$  é uniformemente distribuída numa faixa de desenvolvimento infinito. Admita-se que o solo se encontra emerso e seco, fazendo coincidir tensões totais com tensões efectivas. Considere-se um ponto  $P$  sobre o eixo de simetria vertical da área carregada, à profundidade  $z$ . Pode observar-se o problema atrás descrito, na Figura 5.

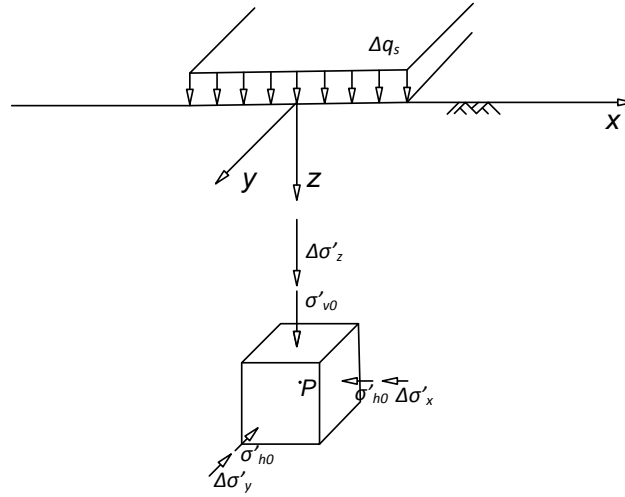


Figura 5. Maciço carregado à superfície e esquema de tensões iniciais e incrementais no ponto P, situado no eixo de simetria da zona carregada. Adaptado de FERNANDES (2006).

Dado que o ponto  $P$  se encontra no eixo de simetria do carregamento, durante o carregamento as tensões principais manter-se-ão na vertical e na horizontal, valendo:

$$\sigma'_1 = \sigma'_z = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_z \quad (5)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_y = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_y \quad (6)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_x = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_x \quad (7)$$

De seguida apenas se utilizam a maior e a menor tensões principais, sendo:

$$\sigma'_1 = \sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \quad (8)$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_h = \sigma'_{h0} + \Delta\sigma'_h \quad (9)$$

A Figura 6 representa a evolução do estado de tensão no ponto  $P$ , para, por exemplo, os três primeiros incrementos de carga superficial, admitindo que são de igual grandeza.

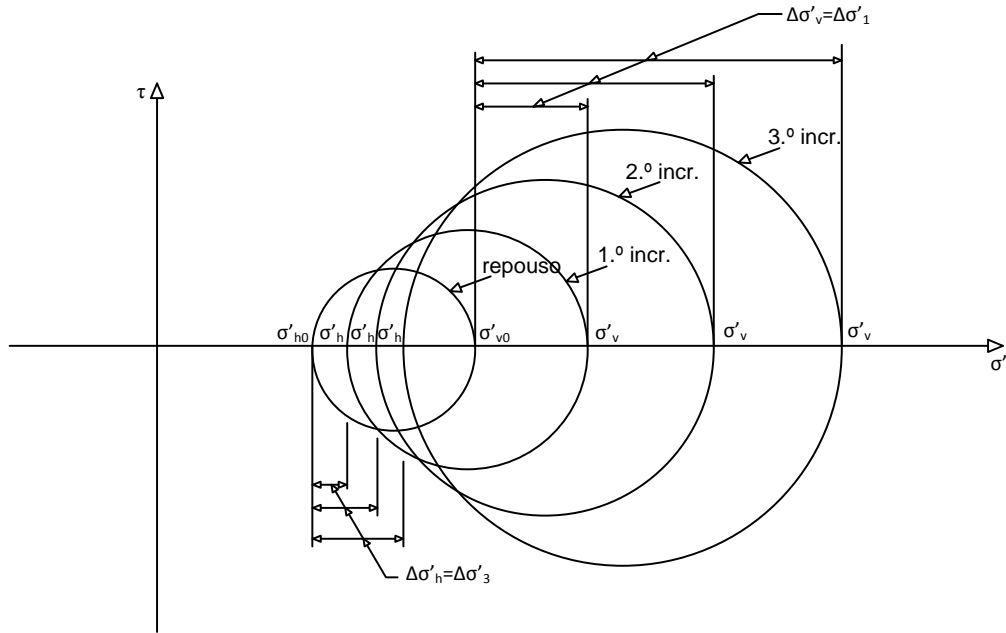


Figura 6. Circunferências de Mohr descritivas do estado de tensão em P: Estados de tensão em repouso e após três incrementos de carregamento à superfície de igual valor. Adaptado de FERNANDES (2006).

Pode observar-se que à medida que cresce o carregamento à superfície crescem, no ponto em causa, a tensão normal média e a tensão de corte.

Tal como todos os materiais, os solos têm resistência finita, sendo portanto compreensível que o estado de tensão em  $P$  não possa evoluir indefinidamente, tal como se observa na Figura 6, com o crescimento de  $\Delta q_s$ . Isto é, no sistema de eixos usado, existe uma fronteira que separa os estados de tensão compatíveis com a resistência do solo, daqueles que o solo não pode suportar. A esta fronteira dá-se o nome de envolvente de rotura e a sua equação corresponde ao chamado *critério de rotura*.

Em problemas simples e correntes é comum admitir-se que a rotura se dá segundo o chamado *critério de Mohr-Coulomb*. Segundo este critério, o solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas, ou planos que passam num ponto, é atingida uma dada relação entre a componente normal ( $\sigma'_f$ ) e a componente tangencial ( $\tau'_f$ ) da tensão, expressa por:

$$\tau'_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (10)$$

Onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito e  $c'$  é a coesão. O sub-índice  $f$  das tensões normais e tangenciais destina-se a indicar que tais componentes correspondem à rotura, “*failure*” em inglês.

Pondo por hipótese que no ponto  $P$  o solo atinge a rotura precisamente quando se completa o terceiro incremento de carregamento à superfície, a que corresponde a maior

circunferência de Mohr da Figura 6, pode observar-se na Figura 7 a aplicação do critério de Mohr-Coulomb ao ponto  $P$ . Resumindo, o ponto entra em rotura quando a circunferência de Mohr representativa do estado de tensão instalado com o terceiro incremento tangencia a envolvente de rotura.

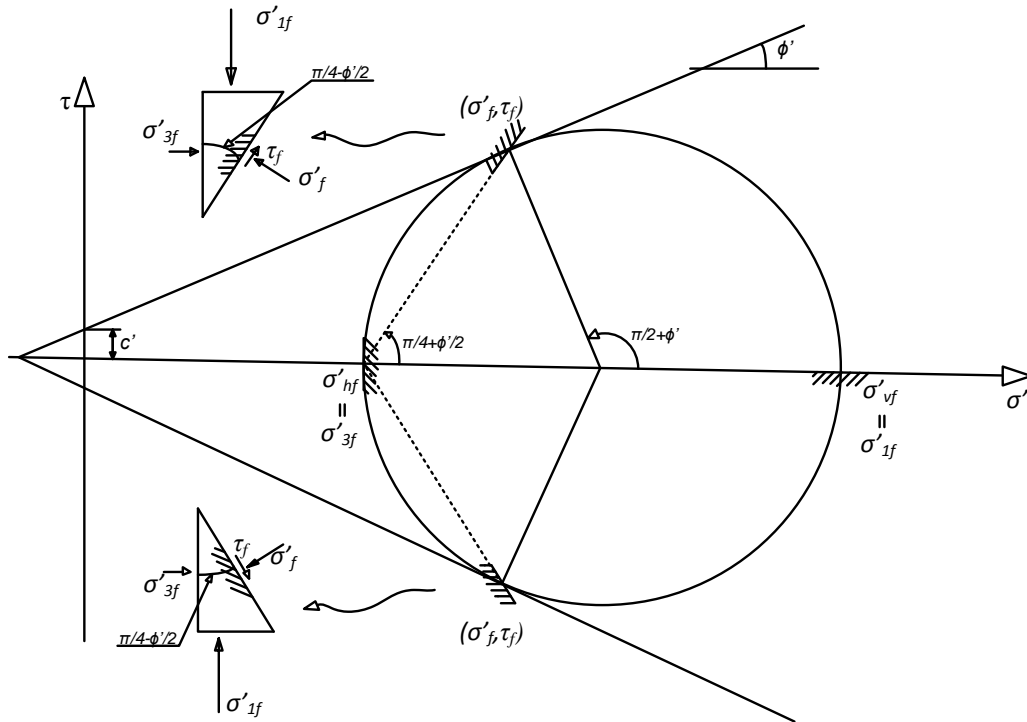


Figura 7. Rotura do solo de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, para o estado de tensão resultante do terceiro incremento de carga à superfície. Adaptado de FERNANDES (2006).

Considere-se agora a seguinte questão: caso o ponto  $P$  tenha sido o primeiro ponto do maciço da Figura 5 a entrar em rotura por corte, o que acontecerá caso  $\Delta q_s$  experimentar novo incremento, por exemplo, similar aos três anteriores?

Conforme a teoria da elasticidade, que ditou os anteriores incrementos de tensão, este novo estado de tensão em  $P$  evoluiria para a circunferência de Mohr representada a traço interrompido na Figura 8. Tendo em conta que esse estado ultrapassa a resistência do solo, tal é fisicamente impossível. O que acontecerá então?



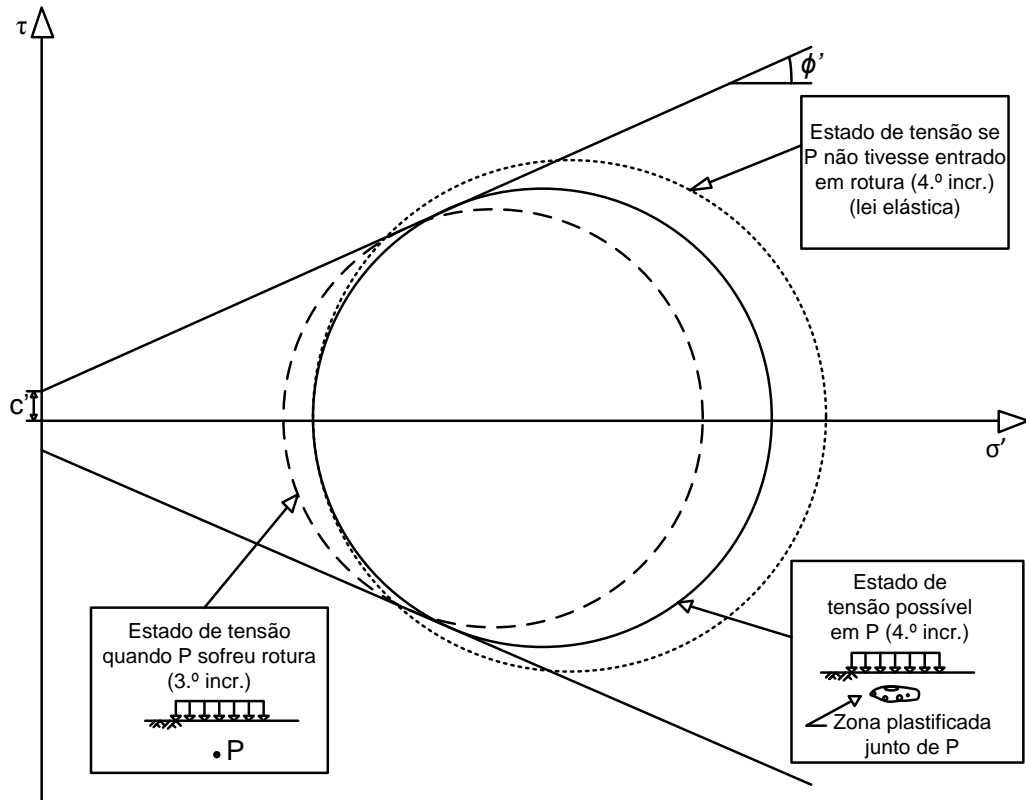


Figura 8. Estado de tensão em  $P$  ao prosseguir o carregamento à superfície para além do que causou a ruptura do solo nesse ponto. Adaptado de FERNANDES (2006).

De forma simplificada pode dizer-se que tendo-se esgotado a resistência em  $P$ , o solo nesse ponto passa, a partir de então, a ter deformações mais importantes que as dos pontos vizinhos. Este contraste de deformabilidade vai induzir, caso o carregamento prossiga, uma redistribuição ou transferência de tensões de  $P$  para aqueles pontos, assegurando-se dessa forma o equilíbrio estático do maciço.

Em consequência dessa redistribuição, mais pontos em volta de  $P$  experimentarão a ruptura. Isto é, tal como aconteceu a  $P$  no incremento anterior, passarão de equilíbrio elástico para um equilíbrio plástico. Conforme mencionado, pode afirmar-se que a partir da plastificação do ponto  $P$ , a lei elástica de crescimento de tensões no maciço induzidas pelo carregamento à superfície deixa progressivamente de ser válida, primeiro nas imediatas vizinhanças daquele ponto, e progressivamente para o restante maciço carregado.

Note-se que, após a plastificação, o estado de tensão em  $P$  vai evoluindo, embora que mantendo-se tangente à envolvente, tal como se pode observar na circunferência de Mohr representada a traço contínuo na Figura 8.

De forma simplificada, podem atribuir-se aos quatro incrementos de carga, quatro situações no maciço. Nos primeiros dois incrementos, a situação do maciço pode ser descrita

como que passando de equilíbrio elástico para equilíbrio elastoplástico. No terceiro incremento ocorre apenas a plastificação pontual, enquanto no incremento seguinte, a situação pode ser descrita por escoamento plástico confinado, ou seja, a região plastificada encontra-se envolvida por pontos ainda em equilíbrio elástico. Apenas quando existir uma massa plastificada contínua até à superfície, envolvendo a área carregada, ou seja, um escoamento plástico não confinado, é que ocorrerá aquilo que se pode designar por rotura global.

Salienta-se que a rotura global, em situações similares à descrita, seria atingida para um valor de  $\Delta q_s$  substancialmente maior do que aquele que provocou a plastificação do primeiro ponto.

### 2.3. Assentamentos

Os assentamentos devidos a carregamentos estáticos ou dinâmicos dividem-se em dois grupos, tal como mostra a Figura 9:

- Assentamentos totais;
- Assentamentos diferenciais.

Entenda-se por *assentamento total* a totalidade do movimento vertical descendente. O *assentamento diferencial* é a diferença em deslocamento vertical entre vários pontos da estrutura. Assentamentos diferenciais traduzem-se na estrutura como distorções da mesma.

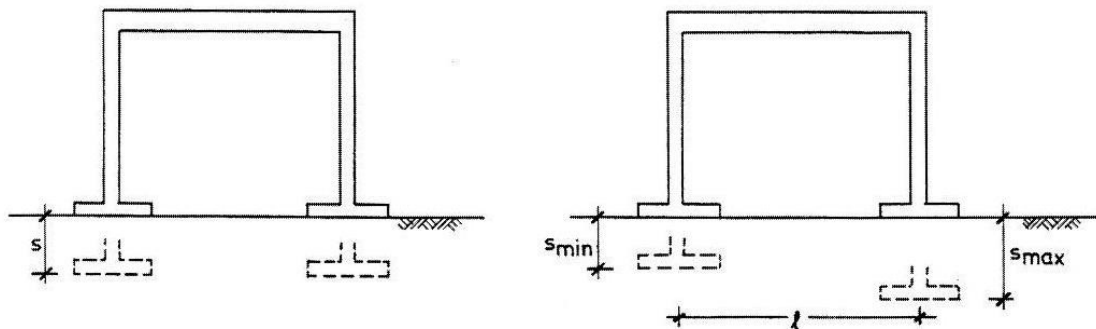


Figura 9. Assentamento total e diferencial (FERNANDES (1995)).

Defina-se distorção angular,  $\alpha$ , como a medida da rotação relativa entre dois pontos separados pela distância  $l$ .

Pode calcular-se através da equação (11), onde  $s_{min}$  é o menor valor de deslocamento vertical,  $s_{max}$  o maior valor de deslocamento vertical e  $l$  a distância na horizontal entre os pontos de menor e maior deslocamento vertical:

$$\alpha = \frac{s_{\max} - s_{\min}}{l} \quad (11)$$

Segundo JAHROMI (2009), a ocorrência de assentamentos diferenciais em vários pontos da estrutura altera consideravelmente tanto os esforços axiais como os momentos flectores nas várias partes da estrutura, onde a quantidade da redistribuição dos esforços depende da rigidez da estrutura e das características de deformação do solo.

## 2.4. Cálculo de Assentamentos Imediatos

Considere-se a Figura 10, tratando-se da representação de um maciço constituído por  $n$  camadas, todas com comportamento elástico, solicitado à superfície pela sobrecarga  $p$ , uniformemente distribuída numa determinada área.

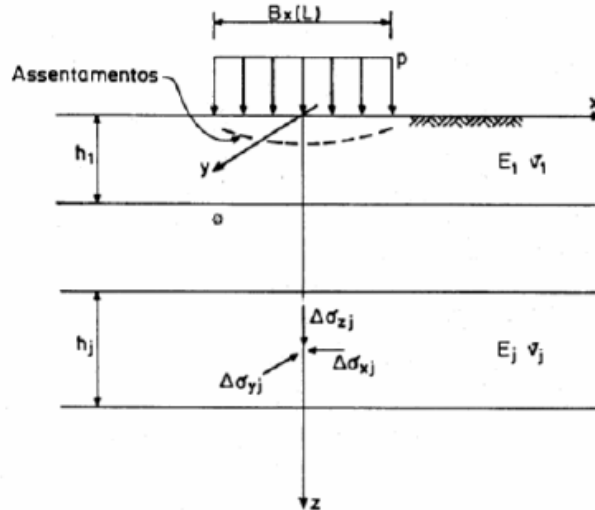


Figura 10. Carregamento de um maciço estratificado e elástico. (FERNANDES (1995))

Sendo conhecidos os acréscimos de tensão,  $\Delta\sigma_{zj}$ ,  $\Delta\sigma_{xj}$  e  $\Delta\sigma_{yj}$ , pela sobrecarga  $p$  induzidos no centro da camada genérica de espessura  $h_j$  e as características elásticas  $E_j$  e  $\nu_j$ , o assentamento imediato à superfície ( $s_i$ ) pode ser calculado utilizando a simples aplicação da lei de Hooke, através da equação (12):

$$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} [\Delta\sigma_{zj} - \nu_j (\Delta\sigma_{xj} + \Delta\sigma_{yj})] h_j \quad (12)$$

Tomando por hipótese um maciço homogêneo semi-indefinido, na expressão geral para os assentamentos, equação (12), sendo as propriedades elásticas constantes em profundidade, o somatório transforma-se em integral, obtendo-se dessa forma a equação (13).

$$s_i = \int_0^{\infty} \frac{1}{E} [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] dz \quad (13)$$

Onde os acréscimos de tensão  $\Delta\sigma$  são função da pressão  $p$  aplicada à superfície do meio elástico, das coordenadas do ponto, das dimensões da área carregada ( $B, L$ ) e ainda relativamente aos acréscimos de tensão segundo  $x$  e  $y$ , estes são dependentes do coeficiente de Poisson do material,  $\nu$ . Assim:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_z(p, x, y, z, B, L) \quad (14)$$

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_x(p, x, y, z, B, L, \nu) \quad (15)$$

$$\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_y(p, x, y, z, B, L, \nu) \quad (16)$$

Obtém-se desta forma a equação (17) para a determinação do assentamento imediato num meio homogéneo e semi-indefinido.

$$s_i = pB \frac{1-\nu^2}{E} I_s \quad (17)$$

Onde  $I_s$  é um número real, função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento. Para maciços semi-indefinidos, o valor de  $I_s$  pode ser obtido através da Tabela 1.

Tabela 1. Valores de  $I_s$  [adaptado de FERNANDES (1995)].

Forma da sapata	$I_s$ , sapata infinitamente flexível (sobrecarga)					$I_s$ , sapata rígida
	Centro	Vértice	Meio do lado menor	Meio do lado maior	Média	
Circular	1,00	-	0,64	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,76	0,76	0,95	0,92
Quadrada $L/B=1,5$	1,36	0,67	0,89	0,97	1,15	1,13
Quadrada $L/B=2,0$	1,52	0,76	0,98	1,12	1,30	1,27
Quadrada $L/B=3,0$	1,78	0,88	1,11	1,35	1,52	1,51
Quadrada $L/B=5,0$	2,10	1,05	1,27	1,68	1,83	1,81
Quadrada $L/B=10,0$	2,53	1,26	1,49	2,12	2,25	2,25

Sendo que se toma a pressão actuante à superfície como uma sobrecarga, cada força elementar de que esta é composta não tem qualquer solidariedade física com as forças vizinhas. Esta solução corresponde ao que se poderia chamar de “sapata infinitamente flexível”. Na prática, as fundações reais apresentam, em geral, uma muito grande rigidez à flexão, pelo que os assentamentos verificados serão iguais em todos os seus pontos, desde que a carga aplicada sobre a sapata seja centrada. Neste caso, ou seja, no caso de se pretender obter o assentamento imediato numa sapata rígida, a equação (17) é válida, utilizando como valor de  $I_s$  os apresentados na última coluna da Tabela 1.

No caso de se verificar uma fronteira rígida a profundidade  $H$  abaixo da superfície elástica, a equação (17) é ainda válida para a obtenção do valor de assentamento imediato no centro de sapatas flexíveis (sobrecargas). Para tal, os valores de  $I_s$  a ser utilizados encontram-se na Tabela 2, em função da espessura do meio deformável e da largura da fundação.

Tabela 2. Valores de  $I_s$  para centro de sapatas flexíveis sob meio elástico com fronteira rígida à profundidade  $H$  [adaptado de FERNANDES (1995)].

$H/B$	Círculo Diâmetro = $B$	Rectângulo					
		$L/B=1$	$L/B=1,5$	$L/B=2$	$L/B=3$	$L/B=5$	$L/B=10$
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
0,25	0,24	0,24	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
0,5	0,48	0,48	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
1,0	0,70	0,75	0,81	0,83	0,83	0,83	0,83
1,5	0,80	0,86	0,97	1,03	1,07	1,08	1,08
2,5	0,88	0,97	1,12	1,22	1,33	1,39	1,40
3,5	0,91	1,01	1,19	1,31	1,45	1,56	1,59
5,0	0,94	1,05	1,24	1,38	1,55	1,72	1,82
$\infty$	1,00	1,12	1,36	1,52	1,78	2,10	2,53

Para o cálculo do assentamento imediato elástico no canto de uma fundação rectangular de base  $B \times L$ , utilizam-se as equações (22) e (23), para o caso de fundações flexíveis ( $a \geq 2h$ ) e rígidas ( $a < 2h$ ), respectivamente ( $h$  é a altura da sapata e  $a$  a distância em consola).

O valor de  $B'$  é o apresentado na equação (18) para análise ao centro da sapata e na equação (19) para análise relativamente ao canto  $I_i$ .

$$B' = \frac{B}{2} \quad (18)$$

$$B' = B \quad (19)$$

O valor de  $L'$  é o apresentado na equação (20) para análise ao centro da sapata e na equação (21) para análise relativamente ao canto  $I_i$ .

$$L' = \frac{L}{2} \quad (20)$$

$$L' = L \quad (21)$$

Assim sendo, o cálculo do assentamento imediato elástico no canto de uma fundação rectangular de base  $B' \times L'$  efectua-se através das equações (22) e (23).

$$s_i = pB' \frac{1-\nu^2}{E} \left( I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F \quad (22)$$

$$s_i = pB' \frac{1-\nu^2}{E} \left( I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) 0,93 I_F \quad (23)$$

Onde os valores de  $I_1$  e  $I_2$  podem ser obtidos analiticamente, segundo as equações (24) e (25) ou através de tabelas [ver Tabela 5-2 de BOWLES (1996)]. O valor de  $I_F$  pode ser obtido através do ábaco representado na Figura 11.

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[ M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (24)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left( \frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (25)$$

Na equação (25) o valor do ângulo terá que ser em radianos. Os valores de  $M$  e  $N$  a entrarem nas equações (24) e (25) são obtidos através das equações (26) e (27).

$$M = \frac{L'}{B'} \quad (26)$$

$$N = \frac{H}{B'} \quad (27)$$

Onde  $H$  é a espessura do estrato.

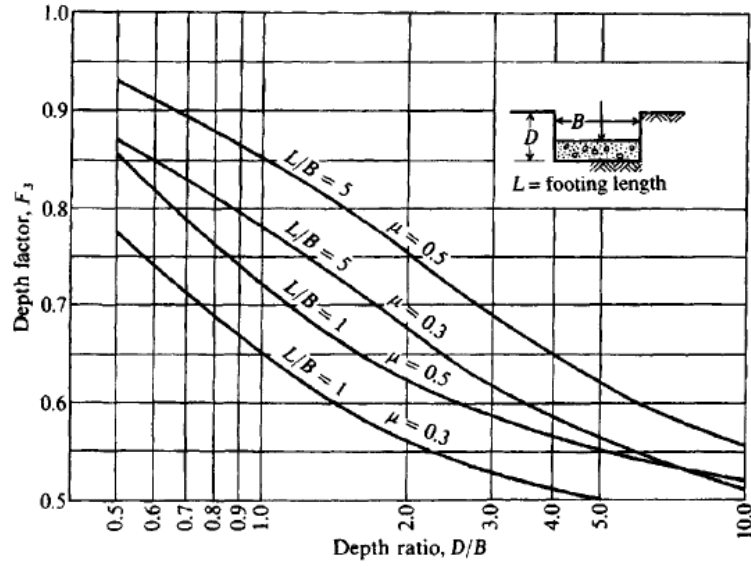


Figura 11. Factor de influência  $I_F$  para sapatas a profundidade  $D$  [BOWLES (1996)].

## 2.5. Rotação de Sapatas Associadas a Momentos

Quando a fundação está sujeita a momentos aplicados pode ser necessário calcular o valor da rotação da sapata provocada pela presença de tais momentos. Note-se que a conjugação dos assentamentos verticais com as rotações faz com que os deslocamentos verticais passem a ser variáveis de ponto para ponto da base da sapata, mesmo tratando-se de sapatas rígidas.

As rotações associadas a momentos  $M_x$  e  $M_y$  podem ser obtidos através das equações (28) e (29).

$$tg \theta_x = \frac{M_x}{BL^2} \frac{1-\nu^2}{E} I_{\theta x} \quad (28)$$

$$tg \theta_y = \frac{M_y}{B^2L} \frac{1-\nu^2}{E} I_{\theta y} \quad (29)$$

Onde os valores de  $I_{\theta x}$  e  $I_{\theta y}$ , parâmetros adimensionais, podem ser obtidos, para sapatas rígidas, através das equações (30) e (31).

$$I_{\theta x} = \frac{16}{\left[ \pi \left( 1 + 0,22 \frac{L}{B} \right) \right]} \quad (30)$$

$$I_{\theta_y} = \frac{16}{\left[ \pi \left( 1 + 0,22 \frac{B}{L} \right) \right]} \quad (31)$$

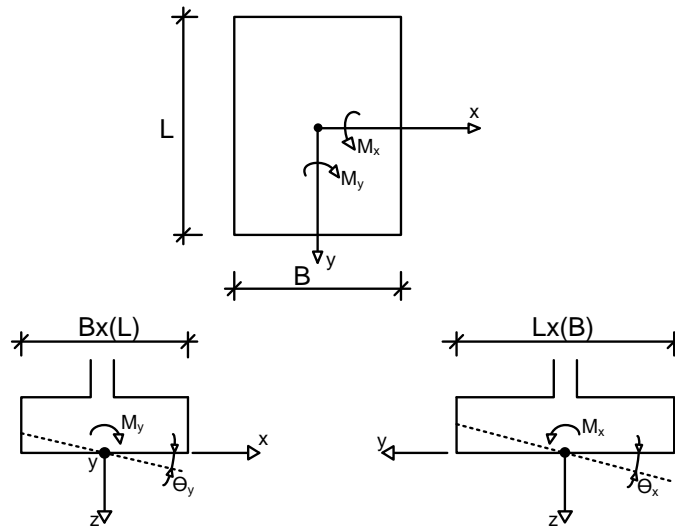


Figura 12. Rotação de uma sapata assente em meio elástico, sob ação de momentos. Adaptado de FERNANDES (1995).

## 2.6. Efeito Resultante da Proximidade de Sapatas

Algo que comumente sucede, particularmente em zonas densamente urbanizadas ou zonas antigas de cidades, quando da construção de novas estruturas, é a questão da proximidade entre si. Esta proximidade de construções poderá implicar proximidade de fundações, nomeadamente superficiais. Tal ocorrência acarreta diversos comportamentos no solo quanto a tensões e deformações do mesmo, que não se verificam quando se trata de sapatas distanciadas entre si, comportando-se como isoladas.

Relativamente a esta problemática, GHOSH et al. (2010) realizam um estudo que pretende analisar o comportamento dos assentamentos de duas sapatas posicionadas a curta distância entre si, descarregando em solo estratificado, comparando com o comportamento do assentamento verificado por uma única sapata equivalente em características.

Utilizando o Método dos Elementos Finitos e assumindo a elasticidade do material, avaliam o efeito de vários parâmetros, nomeadamente o módulo de deformabilidade das camadas de solo, a espessura das respectivas camadas e a carga aplicada nas sapatas, no assentamento verificado em sapatas próximas.

O modelo utilizado por GHOSH et al. (2010) é o apresentado na Figura 13 e salienta-se que foi utilizada simplificação de simetria na sua modelação.



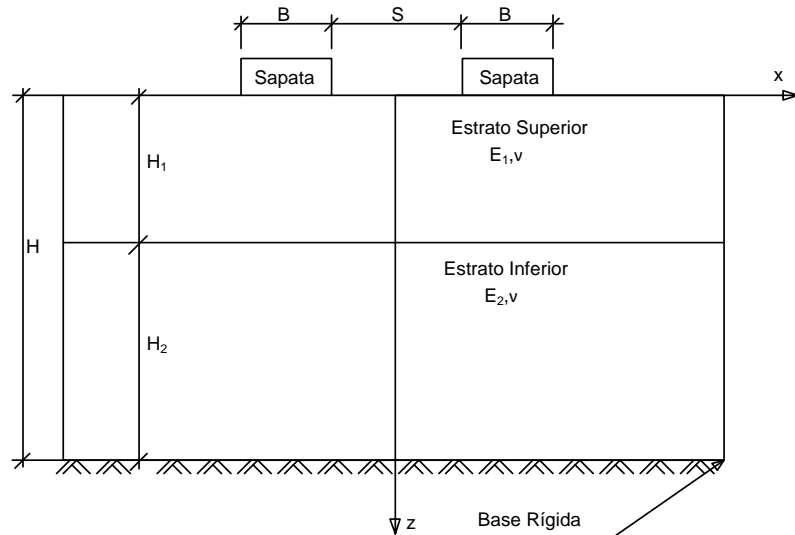


Figura 13. Esquema do modelo utilizado em GHOSH et al. (2010). Adaptado de GHOSH et al. (2010).

Pode observar-se na Figura 13 que  $S$  corresponde ao espaçamento entre as sapatas de base  $B$ . A altura total do perfil é designada por  $H$ , onde as alturas do estrato superior e inferior identificam-se por  $H_1$  e  $H_2$  respectivamente.  $E$  e  $\nu$  correspondem ao módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson de cada uma das camadas de solo.

Tal como atrás mencionado os parâmetros escolhidos para estudar a variação do rácio de assentamento ( $\zeta_\delta$ ) são o módulo de deformabilidade, a espessura das camadas de solo e a carga aplicada na(s) sapata(s). O rácio de assentamento  $\zeta_\delta$  é definido como sendo o quociente entre o assentamento de uma sapata na presença de outra, pelo assentamento de uma única sapata de dimensão igual às anteriores. (Salienta-se que a dimensão desta sapata quando isolada é igual à dimensão de uma das sapatas quando analisadas em conjunto).

Os resultados obtidos por GHOSH et al. (2010) são os apresentados da Figura 14 até a Figura 16.

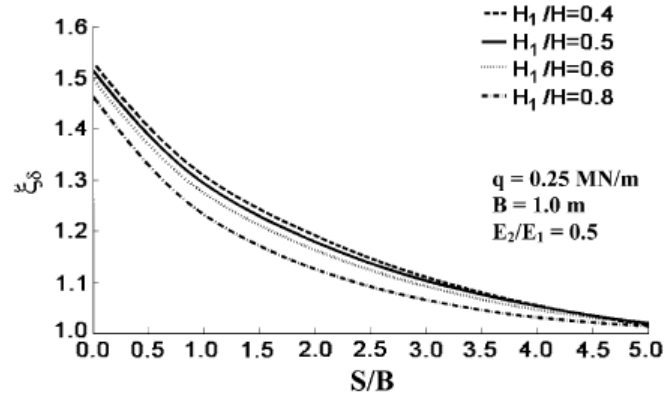


Figura 14. Variação de  $\zeta_\delta$  com  $S/B$  para diferentes  $H_1/H$  com  $q=0,25\text{MN/m}$ ,  $B=1,0\text{m}$  e  $E_2/E_1=0,5$ .

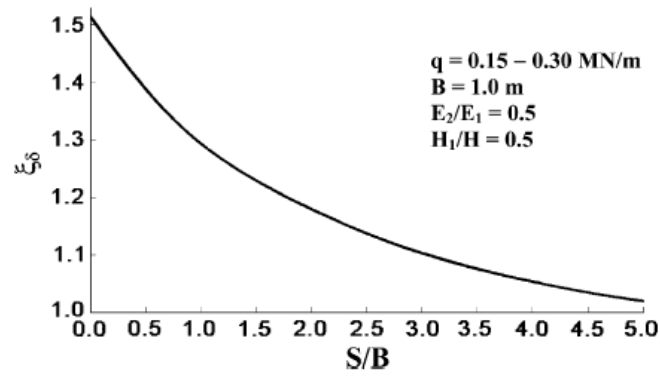


Figura 15. Variação de  $\zeta_\delta$  com  $S/B$  para diferentes valores de  $q$  com  $B=1,0\text{m}$ ,  $E_2/E_1=0,5$  e  $H_1/H=0,5$ .

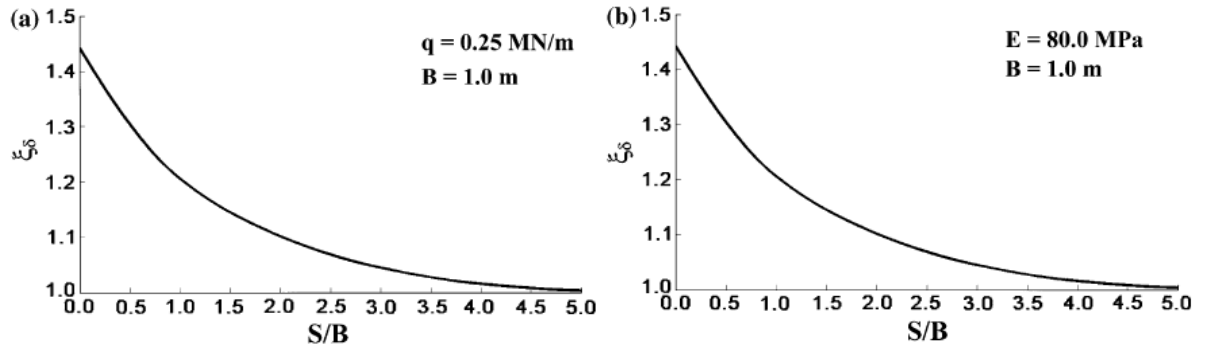


Figura 16. Variação de  $\zeta_\delta$  com  $S/B$  para um estrato único com: (a) diferente  $E$ ; (b) diferente  $q$ .

Quanto à variação da tensão normal para diferentes  $S/B$ , os resultados obtidos por GHOSH et al. (2010) são os apresentados na Figura 17.

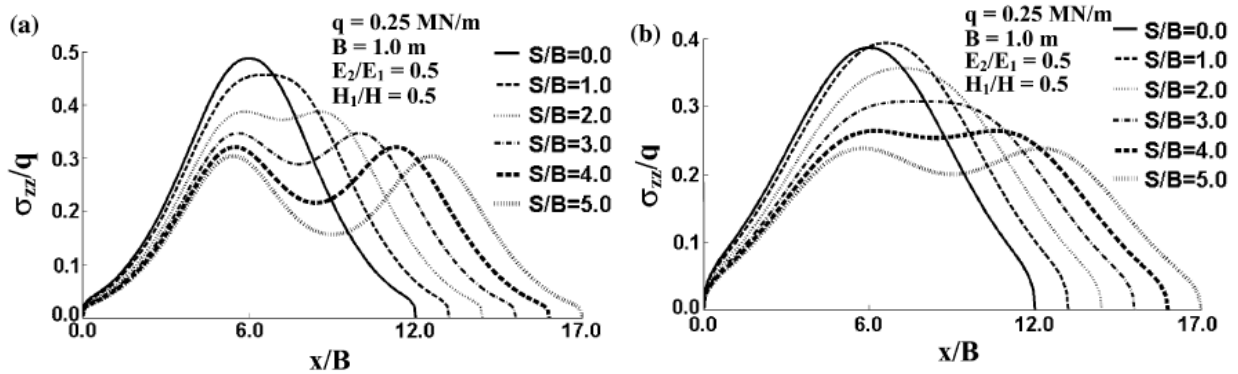


Figura 17. Variação da tensão normal para diferentes  $S/B$  (a) abaixo da interface; (b) na base.

Através do seu estudo, GHOSH et al. (2010) pretendem prever o comportamento do assentamento de sapatas próximas, descarregando num solo pouco deformável com um estrato de solo mais deformável abaixo deste.

Estes autores concluíram que o assentamento de duas sapatas próximas é superior ao verificado para uma sapata isolada do mesmo tamanho, quando descarrega num solo com as mesmas características. O assentamento das sapatas próximas diminui à medida que aumenta a distância entre estas, eventualmente coincidindo com o assentamento verificado para uma sapata isolada, para distâncias elevadas, ou seja  $\xi_\delta = 1.0$ . Resumindo, o assentamento resultante de duas sapatas próximas é bastante superior ao verificado para uma única sapata isolada.

## 2.7. Limitação de Assentamentos

Assentamentos totais podem, por exemplo, trazer problemas relacionados com as ligações nas tubagens, isto é, nas uniões da rede de águas, esgotos e gás do edifício à rede pública. Podem ainda acarretar problemas de drenagem e de inviabilização ou condicionamento de acessos públicos para a estrutura. Dessa forma torna-se necessária uma limitação dos assentamentos.

Segundo USACOE (1990), relativamente a assentamentos totais, a maioria das estruturas suporta deslocamentos verticais substanciais sem o surgimento de fracturas. No entanto, estes deslocamentos não devem exceder duas polegadas (5,08cm). Segundo a mesma publicação, o assentamento total admissível para edifícios comerciais é de uma polegada (2,54cm). No que diz respeito a fundações de estruturas especiais tais como torres e silos pode admitir-se, segundo a mesma publicação, assentamentos na ordem dos 30cm.

No que diz respeito a assentamentos diferenciais, tendo por resultado distorções na estrutura, estes podem ser limitados por inúmeras razões ligadas ao funcionamento das estruturas ou equipamentos que tais fundações vão suportar. Dessa forma, muita maquinaria, (por exemplo veios de máquinas), mostra-se sensível às distorções da estrutura onde apoia. Além disso, quando os assentamentos diferenciais ultrapassam certos valores, o fendilhamento de edifícios torna-se inaceitável, pontes rolantes tendem a ter dificuldade no rolamento, etc. Há pois a necessidade de se limitar tais assentamentos ou respectivas distorções.

Os assentamentos diferenciais são função da uniformidade do solo, da rigidez da estrutura, da rigidez do solo e da distribuição das cargas na estrutura. Segundo USACOE (1990), os assentamentos diferenciais em edifícios devem ser inferiores 0,5 polegadas (1,27cm). Caso contrário, surgirá fendilhação e problemas estruturais. Em estruturas como barragens, este tipo de assentamentos pode provocar fendilhação, que poderá causar infiltrações colocando, dessa forma, em causa a estanquidade da estrutura.

O Eurocódigo 7, EN1997-1 (2004), também se pronuncia acerca de limitações de assentamentos, e segundo MARTINS (2002), a versão de 2001 do Eurocódigo 7 admite assentamentos totais de 50mm (5cm) em sapatas isoladas e valores eventualmente maiores se não causarem avarias em canalizações ou outros serviços, tais como elevadores. Quanto a rotações relativas, ou como atrás mencionado, distorções angulares, provenientes de assentamentos diferenciais entre órgãos de fundação contíguos, admite valores entre 1/200 e

1/300, dizendo que um valor de 1/500 é aceitável para a maioria das estruturas e que 1/150 já causa provavelmente um estado limite último de fendilhamento excessivo ou perda de equilíbrio.

A Figura 18 apresenta, segundo FERNANDES (1995), “os resultados de um estudo conduzido por BJERRUM (1963), indicando, para diversas situações de interesse prático, ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis.”

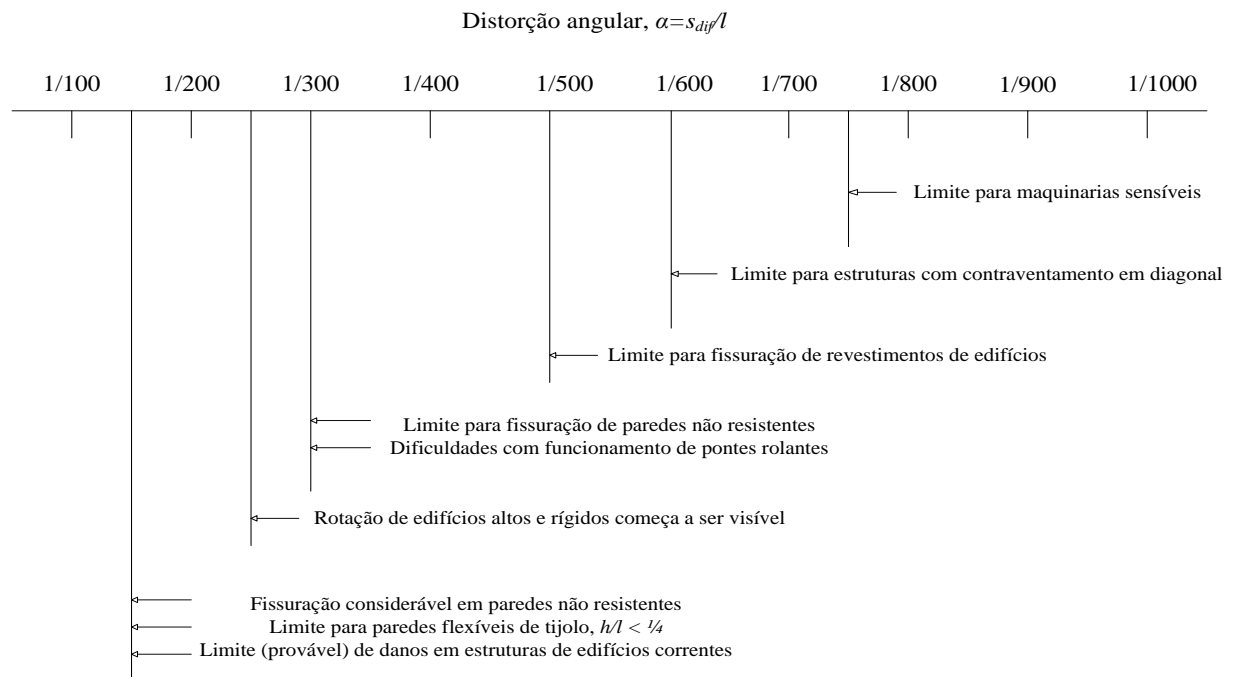


Figura 18. Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações, segundo BJERRUM (1963) [FERNANDES (1995)].

POULOS et al. (2001), apresentam uma tabela (Tabela 3) interessante onde relacionam o tipo de estrutura, o tipo de deslocamento, o tipo de patologia associada e a respectiva limitação proposta.

Tabela 3. Tabela de limitação de assentamentos adaptada de POULOS et al. (2001).

<i>Tipo de Estrutura</i>	<i>Tipo de dano/concern</i>	<i>Critério</i>	<i>Valores Limite</i>
Edifícios Reticulados e Paredes Estruturais Reforçadas	Dano estrutural	Distorção Angular	$l/150 - l/250$
	Fendilhação em paredes e partições	Distorção Angular	$l/500$
	Aparência visual	Derrubamento	$(l/1000 - 1/4000)$
	Ligações aos Serviços	Assentamento total	$l/300$
Edifícios Altos	Funcionamento de Elevadores	Assentamento total	50 – 75 mm (areias)
		Instalação de Elevadores	75 – 135 (argilas)
Estruturas com paredes estruturais reforçadas	Fissuração	Razão de Deflexão	$l/1200 - l/2000$
	Fissuração	Razão de Deflexão	$l/2500 (L/H=1)$
		Razão de Deflexão	$l/1250 (L/H=5)$
Pontes - geral	Fissuração	Razão de Deflexão	$l/5000 (L/H=1)$
	Qualidade de Utilização	Razão de Deflexão	$l/2500 (L/H=5)$
	Tensões Excessivas na Estrutura	Assentamento total	100 mm
Pontes – vãos múltiplos	Funcionamento	Assentamento total	63 mm
	Dano estrutural	Movimento Horizontal	38 mm
	Dano estrutural	Distorção Angular	$l/250$
Pontes – vão único	Dano estrutural	Distorção Angular	$l/200$

### 3. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

#### 3.1. Introdução

O solo de fundação deve ser capaz de suportar os carregamentos provenientes de uma qualquer estrutura que nele seja edificada. Dessa forma o dimensionamento geotécnico da fundação tem por objectivo a determinação da capacidade resistente do solo ou a determinação da capacidade de carga última de determinado maciço, consoante o carregamento e as características da fundação.

A rotura do solo de fundação pode resultar em distorções excessivas da estrutura e até no colapso da estrutura. Assentamentos excessivos, tal como mencionado atrás, podem originar problemas na estrutura, tais como fendilhações excessivas, problemas estruturais ou problemas de utilização de equipamentos.

Ilustram-se na Figura 19 as superfícies de rotura teóricas, segundo Meyerhof e Terzaghi, que se desenvolvem sob uma fundação superficial. A Figura 20 mostra a formulação teórica de uma rotura por corte do solo, onde se identificam as três zonas plastificadas sob a sapata (zona I, zona II e zona III).

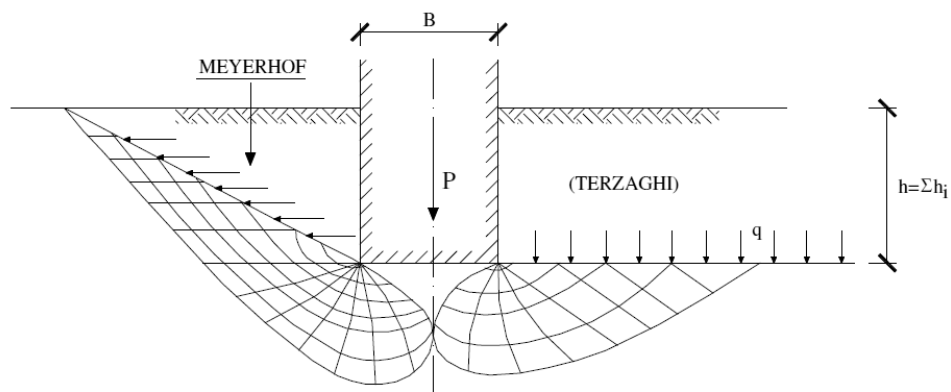


Figura 19. Representação das superfícies de rotura teóricas segundo Meyerhof e Terzaghi [MARTINS (2002)].

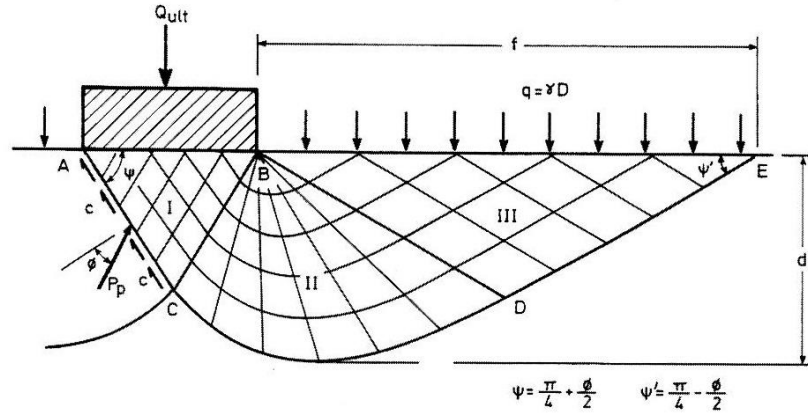


Figura 20. Formulação teórica de rotura por corte do solo [FERNANDES (1995)].

Ao longo do tempo vários foram os autores que propuseram ou desenvolveram equações para a determinação da capacidade de carga do solo.

### 3.2. Equação da capacidade de carga

Segundo TERZAGHI (1943) a capacidade de carga do solo,  $q_{ult}$ , é obtida através da equação (32).

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (32)$$

onde

$$q = \gamma D \quad (33)$$

em que  $\gamma$  é o peso volúmico do solo acima da base da sapata, tal como representado na Figura 20. O valor de  $q$ , representa a tensão (efectiva ou total, consoante as condições de análise) vertical ao nível da base da sapata.  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são parâmetros adimensionais, chamados de factores de capacidade de carga, apenas dependentes do ângulo de atrito,  $\phi$ , do solo.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (34)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (35)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi \quad (36)$$

Vários outros autores, tais como MEYERHOF (1963), HANSEN (1970), VÉSIC (1973) e VÉSIC (1975) introduziram factores na expressão geral proposta por TERZAGHI (1943),



para que esta tenha em conta a forma da sapata (factores de forma,  $s$ ), a inclinação da carga (factores de inclinação da carga,  $i$ ), a profundidade da fundação (factores de profundidade,  $d$ ), inclinações da base da sapata (factores devidos a inclinação da base da sapata,  $b$ ) e ainda a presença de fronteiras rígidas no maciço (factores devidos à existência de uma fronteira rígida,  $f$ ). Existe ainda um factor correctivo que diz respeito ao caso da fundação se encontrar na proximidade de um talude, que poderá ser o caso dos encontros de pontes fundados superficialmente sobre aterros de acesso. Este factor tem como símbolo a letra  $g$ .

Estes factores correctivos utilizam uma simbologia que corresponde a uma letra minúscula, geralmente a primeira letra da palavra inglesa cujo efeito tais factores pretendem corrigir, seguido de um índice correspondente à parcela, na expressão, correspondente. Para dar um exemplo, o factor correctivo  $s_q$  refere-se à correcção da segunda parcela da equação de modo a ter em conta a forma (“*shape*”, em inglês) da fundação. Assim sendo, existe um factor correctivo  $s$  para corrigir cada parcela da equação, a saber,  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$ . Relativamente aos restantes factores correctivos, atrás mencionados, o raciocínio é análogo.

As expressões apresentadas pelo EN1997-1 (2004) para os factores correctivos  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$ , analisando em tensões totais, são as apresentadas nas equações (37), (38) e (39):

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'} \quad (37)$$

$$s_q = 1,0 \quad (38)$$

$$s_\gamma = 1,0 \quad (39)$$

Analisando em tensões efectivas, as expressões apresentadas pelo EN1997-1 (2004) para os mesmos factores correctivos são as presentes nas equações (40), (41) e (42):

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (40)$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi' \quad (41)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \quad (42)$$

No que diz respeito aos factores correctivos relativamente à inclinação da carga, a saber,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$ , as expressões apresentadas pelo EN1997-1 (2004) encontram-se nas equações (43), (44) e (45), analisando em tensões totais.

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B.L.c_u}} \right) \quad (43)$$

$$i_q = 1,0 \quad (44)$$

$$i_\gamma = 1,0 \quad (45)$$

Analisando em tensões efectivas, o EN1997-1 (2004) propõe as expressões apresentadas nas equações (46) e (47), para o caso de a componente da carga tangencial à base da sapata,  $H$ , ser paralela à maior dimensão da sapata,  $L$ :

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (46)$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + B'.L'.c'.\cot g\phi'} \quad (47)$$

Para o caso de a componente tangencial da carga,  $H$ , ser paralela à menor dimensão da sapata,  $B$ , analisando também em tensões efectivas, o EN1997-1 (2004) propõe as equações (48), (49) e (50):

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (48)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0,7H}{V + B'.L'.c'.\cot g\phi'} \right)^3 \quad (49)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + B'.L'.c'.\cot g\phi'} \right)^3 \quad (50)$$

Sendo  $V$  a componente da carga normal à base da sapata e  $H$ , tal como atrás referido, a componente tangencial à base da mesma. Relativamente às expressões dos restantes factores correctivos atrás apresentados, sugere-se a consulta do EN1997-1 (2004).

Assim sendo, a expressão completa será:

$$q_{ult} = c' N_c s_c i_c d_c g_c b_c + q' N_q s_q i_q d_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (51)$$

A equação (51) é válida em condições drenadas de fundação. Nesta equação  $c'$  é a coesão em termos de tensões efectivas.

Caso contrário, ou seja, em condições não-drenadas, a expressão será:

$$q_{ult} = c_u N_c s_c i_c d_c g_c b_c + q s_q i_q d_q g_q b_q \quad (52)$$

Onde  $c_u$  é a resistência não drenada do solo e  $q$  a tensão total vertical ao nível da base da sapata.

### 3.3. Sapatas com Cargas Excêntricas

Quando, juntamente com a carga vertical, proveniente do pilar, existem momentos na sapata, numa ou nas duas direcções, a sapata passa a funcionar não na sua totalidade, mas com as chamadas “dimensões efectivas”, segundo MEYERHOF (1963) e HANSEN (1970).

Assim, o sistema de forças generalizadas, a saber, momento nas duas direcções ( $M_x$  e  $M_y$ ) e força vertical ( $V$ ), sendo aplicados no baricentro da fundação, é estaticamente equivalente à força vertical aplicada num ponto  $P$ , de coordenadas  $e_x$  e  $e_y$ , em relação ao centro da fundação, tal como ilustra a Figura 21.

$$e_x = \frac{M_x}{V} \quad (53)$$

$$e_y = \frac{M_y}{V} \quad (54)$$

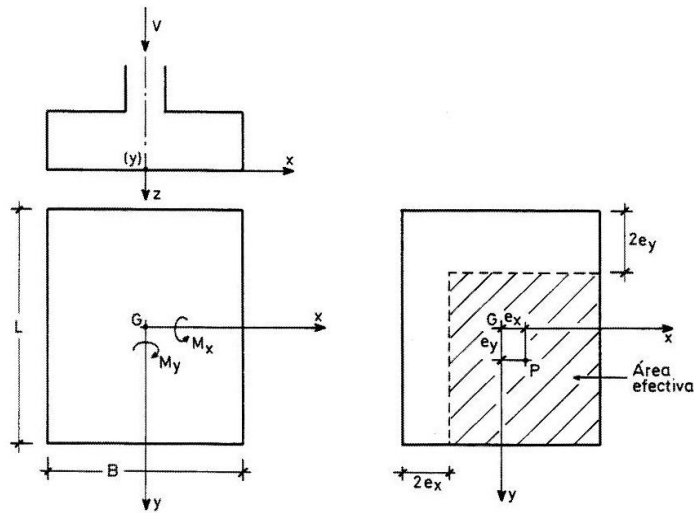


Figura 21. Sapata rectangular com cargas excêntricas [FERNANDES (1995)].

No caso de se tratar de uma sapata circular a área efectiva será conforme a Figura 22.

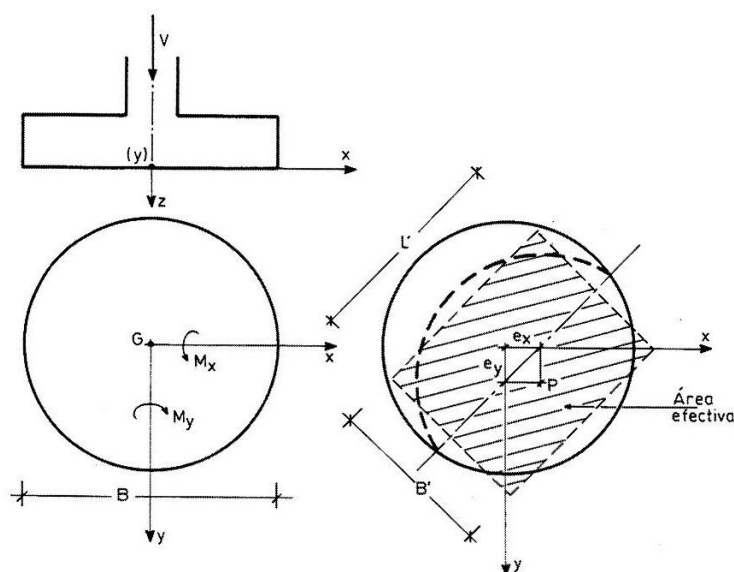


Figura 22. Sapata circular com carga excêntrica [FERNANDES (1995)].

As novas dimensões da sapata, ou as dimensões efectivas, serão  $B'$  e  $L'$ .

$$B' = B - 2e_r \quad (55)$$

$$L' = L - 2e_v \quad (56)$$

Desta forma, quando se estiver na presença de momentos a actuar na sapata, isto é, quando houver momentos transmitidos à fundação, as dimensões da sapata a utilizar em todas as expressões anteriormente mencionadas, quer na capacidade de carga, quer nos factores correctivos, devem ser as dimensões efectivas.

### 3.4. Fundações Superficiais em Solos Estratificados

No caso comum da fundação se localizar sobre um maciço estratificado os passos a seguir para a verificação da segurança são distintos, consoante haja um estrato de argila subjacente a um estrato de areia ou ocorram dois estratos de argila sobrepostos. Nas secções seguintes esses passos são identificados para os dois casos referidos, segundo BONITO (2006).

### 3.4.1. Estrato de argila subjacente a um estrato de areia

O raciocínio para verificação da segurança de fundações superficiais quando no perfil se verifica um estrato de argila subjacente a um estrato de areia, estrato este onde apoia a fundação (conforme ilustra a Figura 23), é o seguinte:

1. Verificar  $\frac{H}{B'}$ ;
2. Se  $\frac{H}{B'} < 3,5$  calcular o valor de  $B^*$  e  $L^*$  que são as dimensões de uma sapata fictícia assente no estrato argiloso.

Os valores de  $B^*$  e  $L^*$  são obtidos de forma diferente consoante o intervalo de valores em que se encontra a relação  $\frac{H}{B'}$

- Se  $H/B' \leq 1,5$

$$B^* = B' \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{H}{B'} \right)^2 \right] \quad (57)$$

$$L^* = L' \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{H}{B'} \right)^2 \right] \quad (58)$$

- Se  $1,5 < H/B' < 3,5$

$$B^* = B' + H \quad (59)$$

$$L^* = L' + H \quad (60)$$

A partir daqui, deve calcular-se a capacidade resistente do estrato argiloso tal como referido atrás, levando em conta o volume de areia acima da nova sapata fictícia.

3. Caso  $\frac{H}{B'} \geq 3,5$  pode desprezar-se o efeito do estrato argiloso e calcula-se a capacidade resistente do estrato arenoso.

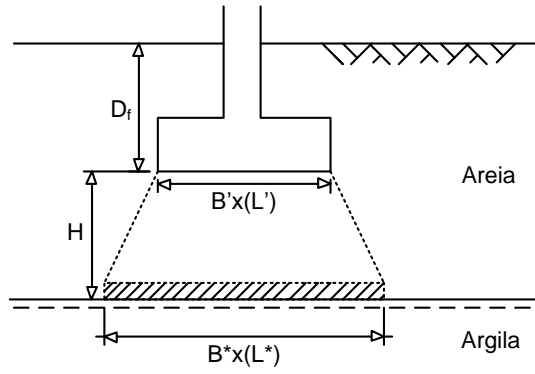


Figura 23. Representação da sapata fictícia em estrato argiloso. Adaptado de BONITO (2006).

### 3.4.2. Dois estratos argilosos sobrepostos

No caso de se verificarem dois estratos de argila sobrepostos é usual recorrer-se a ábacos para a obtenção dos parâmetros de dimensionamento, consoante as dimensões da sapata e do estrato em que apoia a sapata (espessura), e ainda função da coesão dos estratos.

Caso o estrato superior apresente um valor de  $c_u$ , resistência não drenada, superior ao do estrato subjacente, a capacidade resistente obtém-se através da equação (61):

$$q_{ult} = c_{u1} N_m + q \quad (61)$$

Onde  $c_{u1}$  é o valor da resistência não drenada do estrato superior, e por consequência, o valor de  $c_{u2}$  que aparece nas equações seguintes corresponde à resistência não drenada do estrato subjacente.

O valor de  $N_m$  obtém-se através das seguintes equações:

$$N_m = \frac{1}{\beta} + \frac{c_{u2}}{c_{u1}} s_c N_c \leq s_c N_c \quad (62)$$

onde

$$N_c = 2 + \pi \quad (63)$$

$$\beta = \frac{B' L'}{2(B' + L')H} \quad (64)$$

Caso o estrato argiloso superior apresente resistência não drenada inferior à do estrato subjacente, a capacidade resistente calcula-se através da equação (65).

$$q_{ult} = c_{ul} N_{c,f} + q \quad (65)$$

Onde  $N_{c,f}$  obtém-se através do ábaco apresentado na Figura 24, para sapatas contínuas.

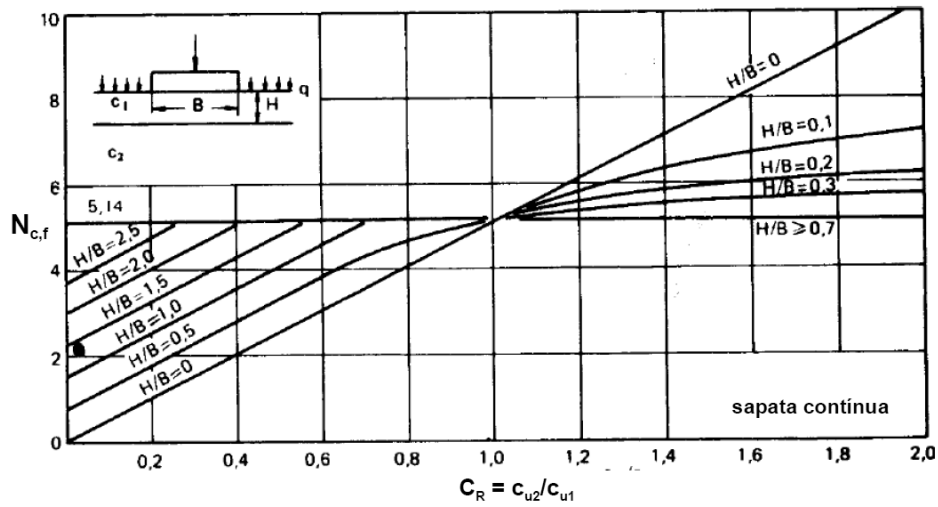


Figura 24. Ábaco utilizado para obtenção de  $N_{c,f}$  para sapatas contínuas [BONITO (2006)].

Relativamente a sapatas quadradas ou circulares,  $N_{c,f}$  assume o valor de  $N_{c,c}$ , sendo obtida a capacidade resistente segundo a equação (66), onde o valor de  $N_{c,c}$  se obtém através do ábaco da Figura 25.

$$q_{ult} = c_{ul} N_{c,c} + q \quad (66)$$

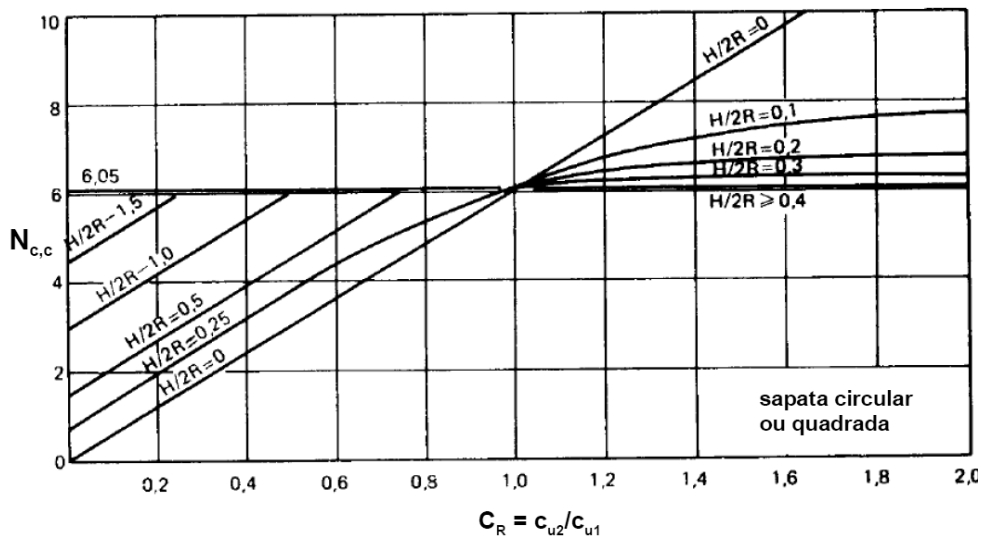


Figura 25. Ábaco utilizado para obtenção do valor de  $N_{c,c}$  para sapatas circulares ou quadradas [BONITO (2006)].





## 4. MODELAÇÃO DA INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

### 4.1. Introdução à modelação

Como já mencionado, a estreita interdependência entre os carregamentos, as deformações da estrutura, os assentamentos do solo e a introdução de novos esforços na estrutura resultantes de tais assentamentos, revela a importância da consideração da interacção solo-estrutura.

Juntos, a estrutura tridimensional (superestrutura), a fundação (subestrutura) e o respectivo solo de fundação, formam o sistema a analisar. A ferramenta mais avançada e mais comumente utilizada na análise do solo e da estrutura é a modelação numérica utilizando o método dos elementos finitos.

Embora se verifiquem técnicas comuns à modelação estrutural e geotécnica, são as particularidades de ambos os campos/sistemas, estrutural e geotécnico, que obrigam a que se tenha evoluído de forma diferente, relativamente às técnicas de modelação e análise, consoante os requisitos e particularidades de cada sistema.

Na análise estrutural, segundo JAHROMI (2009), evoluiu-se de forma a ser dado ênfase a:

- Variedade nas formas estruturais (elementos de barra “*frame*”, elementos de casca “*shell*”, elementos de membrana “*membrane*”, edifício na sua totalidade);
- Influência da não-linearidade geométrica;
- A não-linearidade da resposta dos materiais (aço, betão, compósitos) sob serviço e sob acção de cargas elevadas (fendilhação, cedência, plasticidade, temperaturas elevadas, etc.).

Relativamente à análise geotécnica, segundo JAHROMI (2009), os desenvolvimentos concentram-se em:

- Modelação de vários solos, entrando com o efeito de não-linearidade do comportamento do solo (comportamento elastoplástico do solo);
- Incorporação de fenómenos mecânicos, hidráulicos, térmicos e químicos no comportamento dos solos;
- Modelação de condições de fronteira especiais [escavações, construções, pressão de fluidos nos poros (pressão intersticial), condições fronteira não reflectivas “*non reflective boundary*”];

- Processos dependentes do factor tempo, tais como cedência e consolidação.

Os desafios acima mencionados, relativos a ambos os campos, estrutural e geotécnico, levaram ao desenvolvimento de ferramentas de *software* que oferecem a possibilidade de se modelar de forma sofisticada, abordando também a não-linearidade, cada um dos campos respectivamente. No entanto, este tipo de abordagem permite, na melhor das hipóteses, uma aproximação relativamente ao outro campo. Isto é, a análise estrutural simplifica o comportamento do solo, enquanto a análise geotécnica simplifica o comportamento da estrutura, usando técnicas de eliminação de campo.

Revela-se portanto um verdadeiro desafio a modelação tanto do solo como da estrutura num único modelo para análise da interacção solo-estrutura.

#### 4.2. Sistemas Integrados

Defina-se por sistema a integração num todo de duas ou mais entidades independentes, no particular caso, o sistema físico solo-estrutura.

Definam-se sistemas integrados (“*coupled systems*”) como aqueles sistemas que, interagindo entre si, tornam impossível a obtenção da solução de um sistema sem levar em conta a interacção com os outros sistemas [ZIENKIEWICZ et al. (1991)]. Geralmente este tipo de sistemas é analisado separando-se o sistema em subsistemas, onde cada subsistema é modelado de acordo com as suas características específicas. Esta quebra pode ser feita segundo características físicas de cada sistema, características funcionais ou características computacionais [FELIPPA et al. (2001)].

A modelação da interacção solo-estrutura revela-se uma análise de sistema integrado, pois, devido à interacção entre os dois subsistemas físicos, na sua interface, não é possível resolver um sistema sem infligir simplificações no outro.

Existem três abordagens possíveis para lidar com o problema interacção solo-estrutura [RUGONYI et al. (2001)]:

- Eliminação de Campo, “*Field Elimination*”;
- Directo / monolítico / simultâneo;
- Decomposição do domínio / análise parcelar.

Na abordagem de eliminação de campo, um ou mais subsistemas do problema integrado (“*coupled problem*”) são eliminados e substituídos por condições fronteira que os representem, sendo dessa forma apenas analisado um subsistema.

A Figura 26 ilustra uma abordagem de eliminação de campo, retirada de JAHROMI (2009).

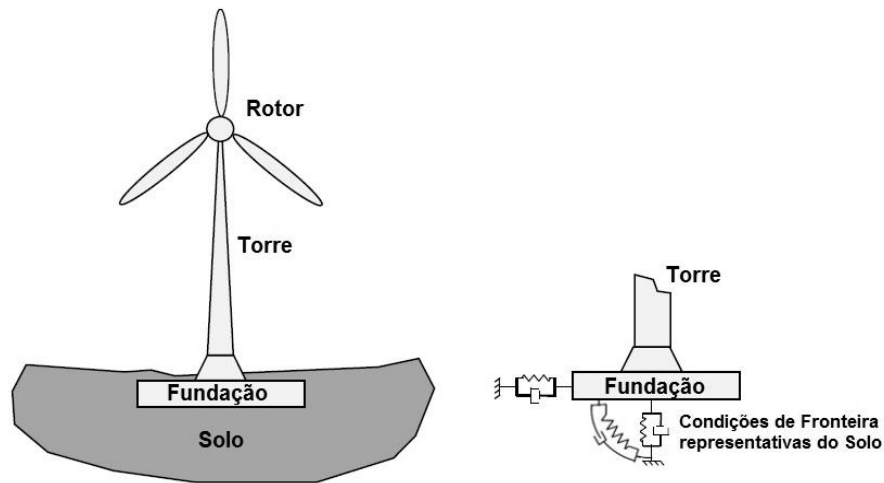


Figura 26. Ilustração da aplicação da técnica de eliminação de campo ao problema da interacção solo-estrutura.

No caso do sistema solo-estrutura, pode eliminar-se o solo, substituindo-se o mesmo por um sistema de molas que simule a sua resposta, tal como se pode observar na Figura 26. Esta técnica é usada em problemas simples, pois para problemas complexos revela perda de precisão. Como problemas complexos entenda-se o fenómeno da não-linearidade na interacção solo-estrutura.

Pelo contrário, na abordagem monolítica da interacção solo-estrutura, este problema é modelado com um sistema único.

Pela análise parcelar o sistema solo-estrutura é fisicamente separado em dois subsistemas, a saber, o subsistema solo e o subsistema estrutura. Estes subsistemas são analisados de forma isolada sendo que os efeitos da interacção são traduzidos por efeitos de força-deslocamento na interface do sistema solo-estrutura. A Figura 27 ilustra a análise parcelar na interacção solo-estrutura.

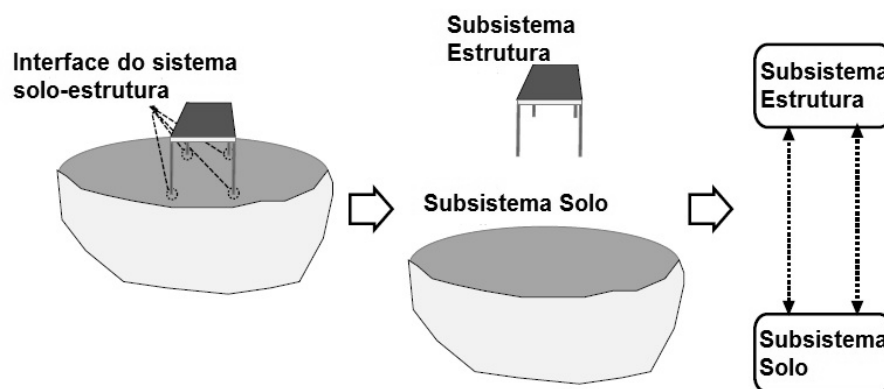


Figura 27. Análise parcelar na interação solo-estrutura. Adaptado de JAHROMI (2009).

### 4.3. Modelação do sistema Estrutura-Fundação-Solo

Geralmente, a modelação da superestrutura e da fundação revela-se significativamente mais simples que a modelação do meio respeitante ao solo. Isto deve-se à complexidade das características do solo, tais como a sua heterogeneidade, anisotropia e não linearidade nas características da relação força-deslocamento. Mais, a possível presença de água no meio “solo” torna o problema ainda mais complexo.

#### 4.3.1. “Field Elimination” (Eliminação de Campo)

Numerosas idealizações e técnicas de eliminação representando tanto o solo como a estrutura, dependendo da importância relativamente ao problema em estudo, foram utilizadas e avaliadas. A formulação mais comum é o modelo, ou método, de Winkler.

##### 4.3.1.1. Método de Winkler

No dimensionamento de fundações de betão armado, particularmente no caso de sapatas contínuas, a utilização simplificada de uma tensão uniforme como resposta do solo ao carregamento, não se revela uma “aproximação aceitável”. Desta forma surge o método de Winkler em 1867.

Actualmente, devido à sua simplicidade e generalização relativamente a uma abordagem através de elementos finitos, a forma mais comum de substituir o solo por um sistema equivalente, dentro das suas limitações, é a utilização do método de Winkler.

Desta forma, considera-se a sapata como uma viga apoiada em meio elástico. Este meio elástico é simulado por um sistema de molas independentes, espaçadas entre si, tal como se pode ver na Figura 28. Assim, as tensões no terreno são proporcionais ao deslocamento vertical da viga.

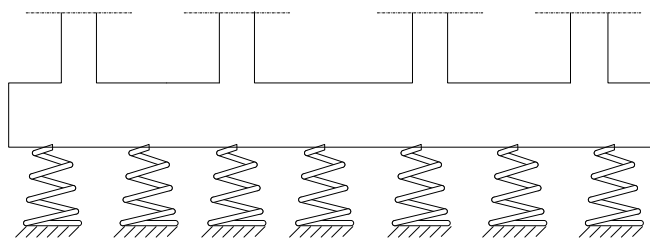


Figura 28. Esquema de aplicação do modelo de Winkler: viga apoiada em meio elástico.

No entanto, neste tipo de modelo, a deformação do solo ocorre apenas na zona carregada, o que é incorrecto.

O maior problema deste método, para além de não representar correctamente a deformação do solo, reside na determinação da rigidez das molas, de forma a representar correctamente o terreno de fundação.

Como conjunto, o valor da reacção do terreno depende não apenas das características do solo mas também das características do carregamento. No entanto, no método de Winkler, apenas é levada em conta a reacção do terreno de fundação, sendo portanto necessário ter extremo cuidado na determinação e avaliação dos parâmetros do solo. Uma vez que o módulo de elasticidade é o único parâmetro representativo da resposta do solo, no método de Winkler, é necessário ter especial cuidado na sua determinação numericamente, de forma a ser usado num problema prático.

Como seria de esperar, e segundo JAHROMI (2009), a maior limitação deste tipo de abordagem é que não revela, ou revela de forma extremamente limitada, o estado de tensão e deformação dentro da massa de solo. DUTTA et al. (2002) mencionam ainda que outra grande limitação deste modelo reside no facto de não ser considerada a dispersão da carga numa área de influência cada vez maior consoante o aumento da profundidade no solo. Por outro lado, considera um comportamento linear de tensão-deformação de resposta do solo. Também, e tal como atrás mencionado, as molas têm comportamento independente, o que significa que o efeito das cargas aplicadas externamente na estrutura apenas se verifica no solo no ponto de sua aplicação. Isto traduz-se como uma modelação do solo não levando em conta qualquer coesão entre as partículas do mesmo.

BOWLES (1996) apresenta uma série de limitações deste método, em comparação com a utilização de elementos finitos:

- Embora o peso da fundação tenha efeito quando esta tende a separar-se do solo, o modelo clássico de viga apoiada em meio elástico, modelo de Winkler, assume que a viga não tem peso;

- Dificuldade em eliminar o efeito do solo na sapata, quando a sapata tende a separar-se do solo;
- Dificuldade em levar em conta condições fronteira para rotações ou deflexões conhecidas em pontos seleccionados;
- Dificuldade na aplicação de vários tipos de carregamentos à fundação;
- Dificuldade na alteração das propriedades geométricas da sapata;
- Dificuldade na alteração da resposta do solo ao longo da fundação.

BOWLES (1996) acrescenta ainda que “apesar das desvantagens, alguns engenheiros preferem a abordagem clássica de viga apoiada em fundação elástica em detrimento de uma análise com elementos discretos. Raramente, a abordagem clássica é preferível a usar uma análise com elementos discretos.”

#### **4.3.1.2. Modelo da Continuidade Elástica**

Outra abordagem consiste em considerar o solo como um meio infinito, usando a teoria da continuidade. Esta idealização, originalmente utilizada por Odhe e investigada por Boussinesq, é usada para analisar o problema de um sólido semi-infinito, homogéneo, isotrópico e com comportamento linear-elástico, sujeito a uma carga concentrada actuando no plano normal ao sólido, usando a teoria da elasticidade.

Apesar da idealização/conceito da continuidade, o solo é normalmente considerado como sendo um meio semi-infinito, e isotrópico. No entanto, o efeito da estratificação e da anisotropia do solo deve ser levado em conta.

Ainda que esta abordagem revele grandes vantagens relativamente ao método de Winkler, revelando muito mais informação relativamente ao estado de tensão e deformação no solo, revela falta de precisão relativamente a reacções calculadas nos limites da fundação.

#### **4.3.1.3. Modelo de Winkler Melhorado**

De forma a introduzir as vantagens do modelo de Winkler, devido à sua simplicidade, e as vantagens da abordagem considerando o solo como meio contínuo, vários autores introduziram modificações ao modelo original de Winkler.

Numa primeira abordagem, introduziu-se continuidade na interacção das várias molas, utilizando elementos estruturais. Desenvolveu-se também um modelo que leva em conta o comportamento elastoplástico do solo de fundação [ZEEVRAT (1972)] (Figura 29 (a)) ou comportamento viscoelástico do mesmo (Figura 29 (b)).

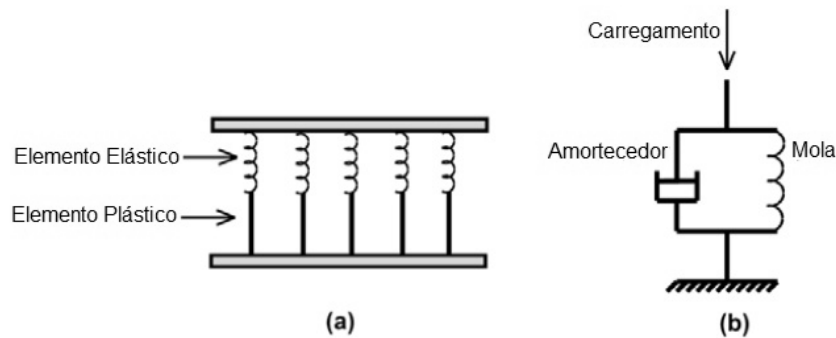


Figura 29. Esquemas do modelo de Winkler melhorado: (a) comportamento elastoplástico do solo; (b) comportamento viscoelástico do solo. Adaptado de JAHROMI (2009).

Uma descrição mais pormenorizada destes modelos pode ser consultada em DUTTA et al. (2002).

Este tipo de técnicas de eliminação de campo, idealizando o subsistema de forma mais rigorosa, embora com menos parâmetros, perde precisão na previsão da resposta do conjunto. Mais importante ainda é o facto de tal técnica de aproximação, tal como já mencionado, prover pouca ou nenhuma informação relativamente ao estado de tensão e deformação na massa de solo.

A procura por modelos simples que se aproximem física e matematicamente do problema interacção solo-estrutura, utilizando a técnica de eliminação de campo, não se fica apenas pela simplificação do subsistema “solo”. De facto, foram criados modelos que simplificam ambos os subsistemas, quer o solo quer a estrutura. [DUTTA et al. (2004)].

Relativamente à modelação da não-linearidade geométrica e material dos subsistemas substituídos pelas respectivas simplificações, este tipo de técnicas de eliminação de campo não oferecem qualquer precisão. Tal modelação requer abordagens mais sofisticadas, devido à complexidade do problema. O recurso ao método dos elementos finitos tem-se tornado o meio mais comum para a modelação de tal interacção complexa.

#### 4.3.2. Método dos Elementos Finitos

Segundo JAHROMI (2009) o método dos elementos finitos é uma forma especial de análise matricial, onde todo o meio contínuo é discretizado num número finito de elementos ligados entre si em diferentes pontos nodais. Pode consultar-se os princípios gerais do método dos elementos finitos em DESAI et al. (1987) e ZIENKIEWICZ et al. (2005), por exemplo.

Devido à natureza universal do método dos elementos finitos na modelação de situações reais complexas, tais como a não-linearidade geométrica e material na resposta da estrutura,

esta técnica numérica tem sido vastamente usada no projecto de estruturas complexas. No caso da utilização de modelos numéricos aplicados a problemas geotécnicos, esta provê uma ferramenta extraordinária de dimensionamento e análise.

Citando JAHROMI (2009), “segundo POTTS et al. (1999), os métodos numéricos na modelação do solo são bastante superiores aos métodos analíticos convencionais, que tendem a desprezar um ou mais dos requisitos básicos de solução.”

No entanto, a utilização dos métodos numéricos no projecto geotécnico não está tão generalizada como a sua utilização no projecto de estruturas. Ainda assim, GABA et al. (2002) e RAVASKA (2002) mostram que a utilização de métodos numéricos, quando comparados com os métodos convencionais, leva a um projecto mais preciso e económico.

Como mencionado atrás, existem várias técnicas no que respeita à modelação do solo e da estrutura. Pode optar-se, utilizando o método dos elementos finitos, e não mencionando a técnica de eliminação de campo, visto já ter sido objecto de análise, a técnica de modelação integrada (“*integrated modelling*”) ou a técnica de análise parcelar.

### **4.3.2.1. Modelação Integrada**

Neste tipo de abordagem, tanto a estrutura como o solo são integrados num mesmo modelo.

Já se fez menção a que tanto a análise estrutural como geotécnica requerem as suas particularidades, o que se traduz como limitação num modelo comum a ambos os subsistemas. Dessa forma, torna-se difícil a obtenção de um modelo que ofereça as potencialidades mais avançadas e necessárias para uma análise estrutural e geotécnica. Ao modelar-se todo o sistema em conjunto, a análise estrutural tenderá a simplificar o comportamento do solo, enquanto a análise geotécnica tende a simplificar o comportamento da estrutura.

De acordo com JAHROMI (2009), segundo o trabalho de JIN et al. (2005) na avaliação dos danos em plataformas estruturais *offshore*, o subsistema estrutural foi modelado em 3d usando elementos finitos, enquanto o efeito da resposta do solo nos pilares foi simplificado, sendo modelado utilizando três tipos de molas não-lineares, tal como ilustra a Figura 30.



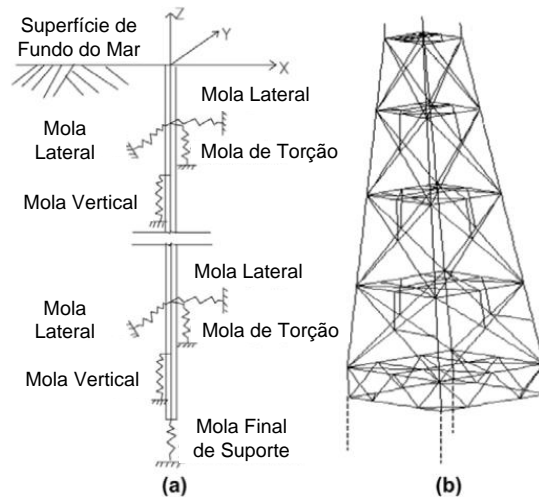


Figura 30. Modelo utilizado por JIN et al. (2005). Adaptado de JAHROMI (2009).

Por outro lado, de acordo com JAHROMI (2009), o trabalho de TIAN et al. (2008), aborda a resposta dinâmica de estruturas quando sujeitas a ondas de choque devido a uma explosão num túnel, onde a estrutura de um edifício de vários pisos foi simplificada e modelada como sendo um modelo com amortecimento para solicitações de corte, em inglês, “*a shear lumped mass model*”, tal como ilustra a Figura 31.

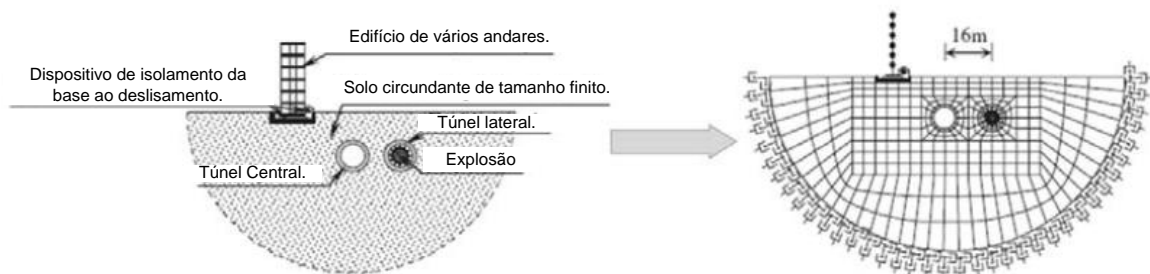


Figura 31. Esquema do modelo utilizado por TIAN et al. (2008). Adaptado de JAHROMI (2009)

Uma possível solução para ultrapassar o problema da obtenção do mesmo grau de precisão na análise do modelo com todo o sistema em conjunto será a abordagem monolítica. Os trabalhos de VILADKAR et al. (2006) e NOORZAEI et al. (2006) são exemplos desta abordagem.

O trabalho de NOORZAEI et al. (2006) analisa de forma interactiva e não linear a interacção torre de arrefecimento – fundação – solo sob acção de vento assimétrico, utilizando o método dos elementos finitos. O modelo é ilustrado na Figura 32.

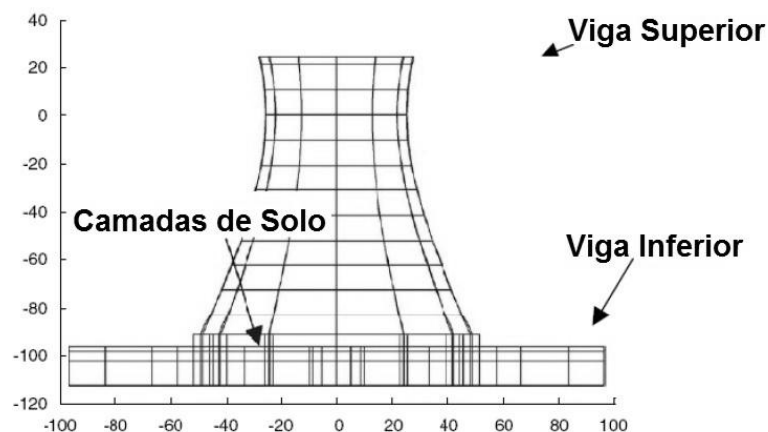


Figura 32. Abordagem monolítica de um problema de interacção solo-estrutura segundo NOORZAEI et al. (2006). Adaptado de JAHROMI (2009).

Esta abordagem tem como principal desvantagem a necessidade da utilização de *software* extremamente sofisticado e não permite a utilização de novas técnicas ou utilização de *software* existente no mercado.

#### 4.3.2.2. Análise Parcelar

Tal como referido atrás, neste tipo de abordagem, cada subsistema é tratado isoladamente, utilizando as ferramentas de *software* adequadas, consoante os requisitos de cada análise.

Segundo JAHROMI (2009) os benefícios de tal abordagem são os seguintes:

- i. Permite a discretização específica do campo em análise, utilizando procedimentos cujo desempenho na análise do subsistema em causa esteja comprovado;
- ii. Facilita a reutilização de programas que contemplem análise não-linear, traduzindo-se tal reutilização em economia de recursos;
- iii. Permite a utilização de programas em paralelo, devido à divisão do problema.

##### 4.3.2.2.1. Abordagem Escalonada (“Staggered Approach”)

Geralmente, a análise parcelar efectua-se utilizando ou a abordagem escalonada (“*staggered aproach*”) ou uma subestruturação iterativa. [QUARTERONI et al. (1999)]

Na análise escalonada, cada subsistema é resolvido independentemente em cada passo, onde as condições fronteira da interface dos subsistemas são forças, deslocamentos, velocidades ou acelerações obtidos num passo anterior da mesma análise.

Ilustrando, e citando JAHROMI (2009), uma abordagem escalonada para o problema da interação solo-estrutura, envolvendo dois subsistemas independentes, a saber, o solo e a estrutura, pode observar-se na Figura 33.

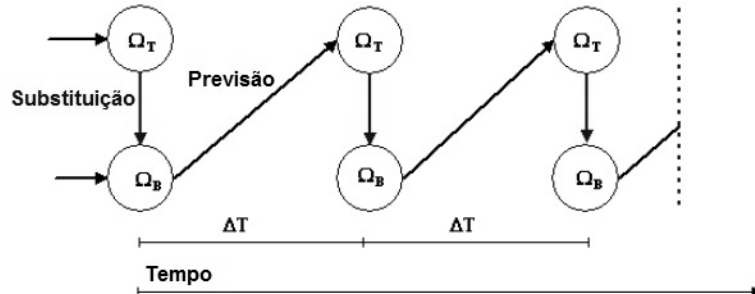


Figura 33. Esquema de abordagem escalonada. Adaptado de JAHROMI (2009).

Nesta figura o subsistema solo é representado por  $\Omega_B$  e o subsistema estrutura é representado por  $\Omega_T$ . A fase “previsão” normalmente traduz-se na dedução de deslocamentos do modelo do solo na interface solo-estrutura, enquanto a fase de “substituição” geralmente traduz-se em substituir as forças de reacção do modelo estrutural para o modelo do solo, na respectiva interface.

Para além de não ser possível a aplicação deste tipo de abordagem (abordagem escalonada) para uma análise dinâmica, o maior problema desta abordagem será a precisão e a estabilidade. Assim sendo, desenvolveu-se uma abordagem de “*iterative coupling*”.

#### 4.3.2.2.2. Acoplagem Iterativa (“Iterative Coupling”)

A abordagem iterativa (“*iterative coupling*”) foi desenvolvida para superar as limitações da abordagem escalonada, criando-se um algoritmo mais estável e preciso, que permite a análise dinâmica e que se baseou na introdução de iterações correctivas à abordagem anterior. Pode ser esquematizado conforme ilustra a Figura 34.

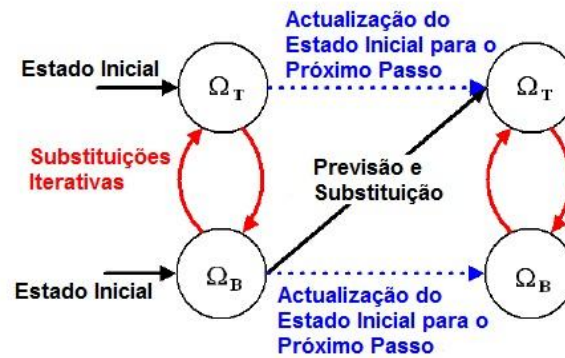


Figura 34. Esquema de abordagem iterativa. Adaptado de JAHROMI (2009).

A Figura 34, adaptada de JAHROMI (2009), mostra o procedimento geral de iteração no sistema de interacção solo-estrutura decomposto em subsistema solo,  $\Omega_B$ , e subsistema estrutura,  $\Omega_T$ . Cada subsistema é resolvido independentemente a cada incremento de carga (ou tempo, no caso de se tratar de uma análise dinâmica), usando condições fronteira na interface do sistema (forças ou deslocamentos). Estas condições fronteira são depois sucessivamente actualizadas usando iterações correctivas até convergirem em equilíbrio e se obter compatibilidade na interface dos dois subsistemas.

Estes métodos poderão ser consultados com maior precisão e extensão em JAHROMI (2009).

Salienta-se que no âmbito deste trabalho apenas são utilizados programas de modelação numérica utilizando o método dos elementos finitos disponíveis no mercado, sendo dessa forma impossível uma alteração ou manipulação do código segundo tais programas analisam o modelo.

## 5. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Devido à complexidade do comportamento do material, da geometria, das cargas ou das condições de fronteira, há muitos problemas de Engenharia para os quais não são conhecidas soluções analíticas. Em tais soluções recorre-se a métodos numéricos que permitem a obtenção de soluções aproximadas.

Um dos métodos mais utilizados é o Método dos Elementos Finitos. Tal método implica uma divisão do domínio que se pretende analisar em subdomínios, designados por elementos, que se ligam entre si em pontos chamados nós. Assim, as soluções são formuladas para cada elemento e de seguida são combinadas para obter a solução para o domínio completo. Se o domínio original for dividido em muitos elementos torna-se manifestamente difícil manusear o grande volume de informação. Por isso é imperioso recorrer ao uso do computador.

O Método dos Elementos Finitos pode ser aplicado a problemas de Engenharia de um grande número de áreas, entre as quais se salientam as seguintes:

- Mecânica Estrutural;
- Mecânica dos Solos;
- Mecânica das Rochas;
- Condução de Calor;
- Hidrodinâmica;
- Engenharia Nuclear.

O método dos elementos finitos é uma análise matricial particular, onde todo o meio contínuo é traduzido, ou representado, num número finito de elementos ligados entre si em diferentes pontos nodais. Este método é amplamente utilizado em análise estrutural de forma a resolver problemas de não-linearidade, quer geométrica quer da resposta do material, em estruturas complexas.

Referente à geotecnia, a utilização deste método traz vantagens significativas ao modelar o solo, em comparação com a análise convencional (analítica).

De forma muito resumida, e segundo AZEVEDO (2003), a “formulação do Método dos Elementos Finitos requer a existência de uma equação integral, de modo que seja possível substituir o integral sobre um domínio complexo (de volume  $V$ ) por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples (de volume  $V_i$ ). Esta técnica é ilustrada com o seguinte exemplo, que corresponde ao integral de volume de uma função  $f$ .

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (67)$$

Em (67) pressupõe-se que:

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (68)$$

Se for possível calcular todos os integrais estudados aos subdomínios  $V_i$ , basta efectuar o somatório correspondente ao segundo membro de (67) para se obter o integral estendido a todo o domínio. Cada subdomínio  $V_i$  corresponde a um elemento finito de geometria simples (segmento de recta, triângulo, quadrilátero, tetraedro, paralelepípedo). O somatório indicado em (67) vai dar origem à operação designada *assemblagem*, que apresenta muitas semelhanças com a que é efectuada nas estruturas reticuladas.

A equação integral referida no início desta secção é proveniente da aplicação do método dos resíduos pesados ou de um princípio variacional. No caso da aplicação do método dos elementos finitos à análise de estruturas a formulação mais intuitiva é a que se baseia no Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV).

Considerando a formulação baseada nos deslocamentos, na qual as incógnitas do problema são os deslocamentos nodais, os passos seguidos no Método dos Elementos Finitos são os seguintes:

1. Discretização do domínio

O processo de discretização consiste na subdivisão do domínio em zonas, denominadas elementos finitos.

Esses elementos ligam-se entre si por intermédio de nós situados nas suas fronteiras.

2. Selecção das funções de interpolação

O comportamento do elemento finito é definido em função do comportamento dos seus nós, pelo que o campo dos deslocamentos no interior do elemento é aproximado usando funções de interpolação apropriadas. Essas funções podem ser polinomiais, trigonométricas ou de outro tipo.

Como raramente é possível seleccionar uma função de aproximação que represente de forma exacta a variação real dos deslocamentos no elemento, a escolha das funções de interpolação implica a introdução da primeira aproximação numérica a considerar no Método dos Elementos Finitos.

3. Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos

As matrizes de rigidez dos elementos são obtidas recorrendo ao Teorema dos Trabalho Virtuais ou ao Princípio da Energia Potencial Mínima.

4. Construção da matriz de rigidez global e do vector de solicitação global

Para formar a matriz de rigidez global terá que ser feito o espalhamento das matrizes de rigidez elementares. Assim, em cada nó comum a vários elementos, há que somar as contribuições provenientes das matrizes de rigidez dos elementos que concorrem nesse nó.

Quanto ao vector de solicitação global, um elemento genérico correspondente a um nó  $i$  será dado pelo somatório das forças nodais provenientes dos elementos concorrentes nesse nó, ao qual se adicionam as cargas concentradas aplicadas nesse mesmo nó  $i$ .

5. Resolução do sistema de equações para obtenção dos deslocamentos incógnitos

Sendo  $[k]$  a matriz de rigidez global,  $\{a\}$  o vector dos deslocamentos nodais para todo o domínio e  $\{F\}$  o vector de solicitação global, o conjunto de equações a resolver será:

$$[k]\{a\} = \{F\} \quad (69)$$

Na resolução do sistema (69) são tidas em conta as condições de fronteira que consistem em deslocamentos prescritos em certas zonas do domínio. A resolução do sistema permitirá obter os deslocamentos nodais incógnitos e as reacções de apoio em nós com deslocamentos prescritos.

6. Obtenção dos deslocamentos nodais e das tensões em determinados pontos do interior dos elementos

Conhecidos os deslocamentos nodais é possível através das funções de aproximação determinar os deslocamentos no interior dos elementos. A partir desses deslocamentos podem ser calculadas as deformações e as tensões recorrendo a expressões que poderão ser consultadas em MARTINS (1988).

A Figura 35 esquematiza de forma simplificada o raciocínio inerente à utilização do método dos elementos finitos.

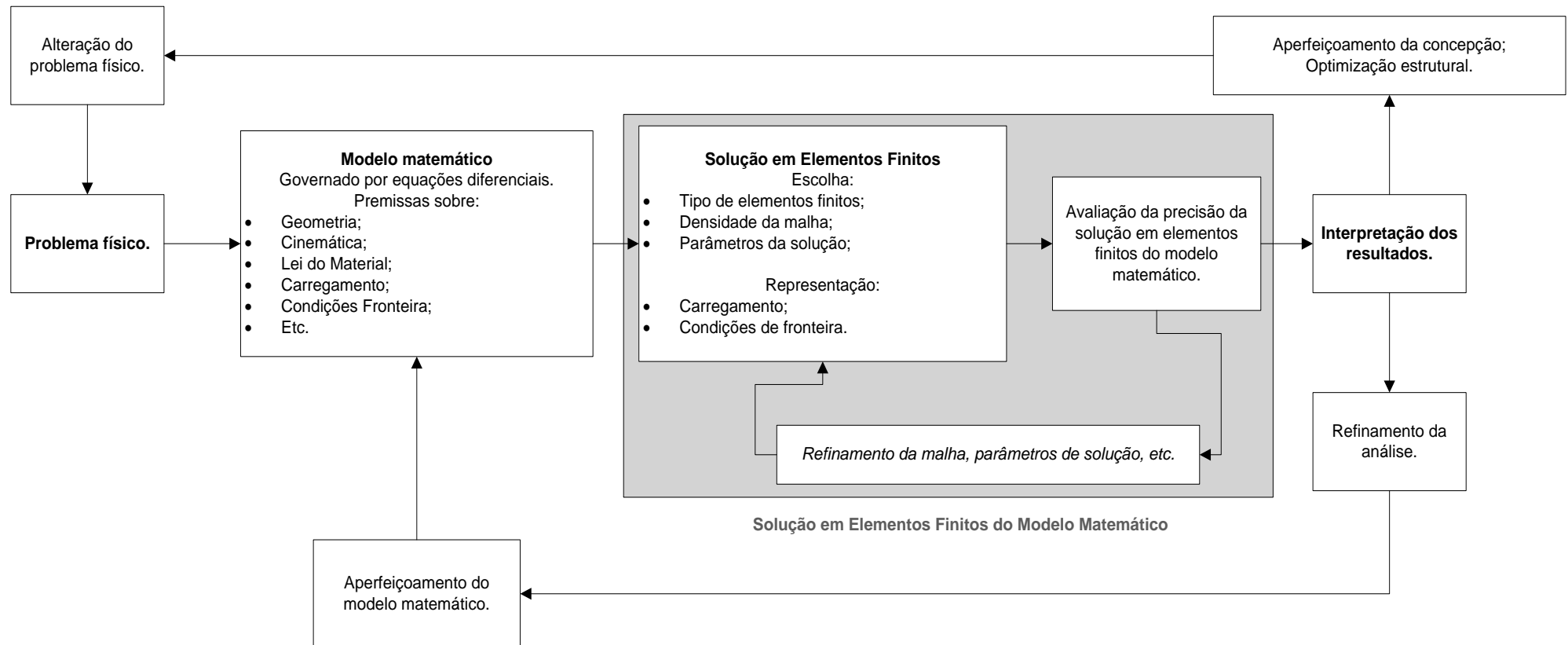


Figura 35. Raciocínio inerente à utilização do método dos elementos finitos. (Adaptado de CISMASIU (2009))



## 6. CASO DE ESTUDO

Tal como mencionado em 1.1, nesta secção pretende-se estudar o efeito de diversos parâmetros, de carácter de modelação e relativos a propriedades do solo de fundação, no diagrama de momentos flectores das sapatas de determinada estrutura. Pretende-se também avaliar o efeito da estratificação do perfil nos assentamentos das respectivas fundações superficiais, bem como o efeito da proximidade das mesmas.

### 6.1. Estrutura

Inicialmente as estruturas seleccionadas para a análise das fundações eram duas estruturas de pórticos planos, uma de três pisos e outra de oito pisos, ambas com vãos de cinco metros, tal como se pode observar na Figura 36 a) e b).

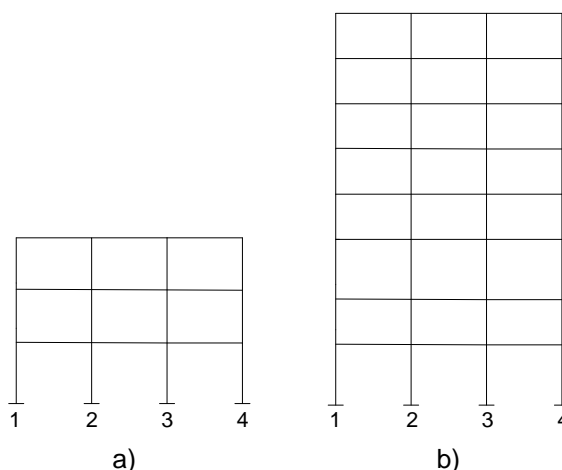


Figura 36. a) Proposta estrutural de três pisos. b) Proposta estrutural de oito pisos.

Ambas as estruturas foram pré-dimensionadas para os esforços em Estado Limite Último, segundo as recomendações do EN1992-1-1 (2004) e do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983).

As duas estruturas apresentam um pé-direito de 5 metros no primeiro piso e nos restantes pisos de 3 metros. Trata-se de edifícios de habitação com sobrecarga no pavimento, segundo o artigo 35º do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983), no valor de  $2\text{kN/m}^2$ .

A estrutura com oito pisos foi posta de parte devido ao excessivo esforço que chega à fundação. Devido a tal esforço presente na fundação, a solução estrutural desta não pode

passar por uma solução em fundações superficiais, podendo passar por uma solução de ensoleiramento geral ou fundações profundas. Concluiu-se que não poderia ser utilizada como solução estrutural da fundação a opção de fundações superficiais, pois quando do seu dimensionamento, obtiveram-se valores correspondentes a uma sobreposição das sapatas, logo, apontando para outra solução estrutural. Levando em conta que, com o presente trabalho se pretende analisar o comportamento das fundações superficiais, tal não seria possível no caso da estrutura de oito pisos, razão pela qual se descartou tal estrutura.

Quanto à estrutura de três pisos com vãos de cinco metros, efectuou-se o seu pré-dimensionamento estrutural, tanto da superestrutura como da fundação, e o dimensionamento geotécnico da fundação, utilizando como solo de fundação três solos tipo, descritos na secção 6.2.

Após obtidas as dimensões das peças constituintes da estrutura, efectuou-se a modelação da mesma no programa SAP2000 de forma a se obter os esforços na estrutura, em particular os esforços que chegam à fundação.

O programa SAP2000 é um *software* de análise linear e não-linear, estática e dinâmica de estruturas tridimensionais que utiliza o método dos elementos finitos. Trata-se de um programa que permite ao próprio utilizador criar a malha de elementos finitos a utilizar, se este assim o pretender. No presente caso não foi necessária a criação da malha de elementos finitos pois as estruturas foram modeladas como pórticos planos (2D), sendo que o programa analisa os elementos de barra como peças únicas.

Os valores obtidos a partir do programa SAP2000, relativos à estrutura de três pisos, são os apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores dos esforços obtidos no programa SAP2000

<i>Pilar</i>	<i>N (kN)</i>	<i>V (kN)</i>	<i>M (kN.m)</i>
1	609	12	19
2	1249	0,8	1,22
3	1249	0,8	1,22
4	609	12	19

Note-se que na análise estrutural utilizando o programa de cálculo SAP2000 utilizaram-se apoios rígidos nas fundações, ou seja, todos os deslocamentos na base dos pilares estão impedidos, o que, por outras palavras, se designa por encastramento.

Realizou-se ainda um estudo paramétrico para que as tensões utilizadas no dimensionamento estrutural da fundação coincidissem com as tensões admissíveis pelo solo, aplicando vários factores de segurança, de forma a se obter as dimensões finais das sapatas. Essas dimensões foram utilizadas na análise do comportamento do solo de fundação com

recurso ao programa de análise geotécnica, através de elementos finitos, PLAXIS. A Figura 37 representa o resultado final desse estudo paramétrico, em forma de gráfico, para a estrutura respeitante ao edifício de três pisos, figurando o pilar 1 e 2 do mesmo edifício, estando assentes nos solos 1, 2 e 3, sob os coeficientes de segurança no valor de 1,5, 2,0 e 2,5.

Para melhor compreensão do gráfico da Figura 37 refere-se que o símbolo utilizado para marcar as curvas relativas ao pilar 1 é um losango e o símbolo utilizado para marcar as curvas relativas ao pilar 2 é um quadrado. A diferenciação dos solos na Figura 37 efectuou-se utilizando a cor azul para o solo 1, as curvas a vermelho são respeitantes ao solo 2 e o solo três é identificado pelas curvas a verde. Relativamente aos factores de segurança optou-se por se utilizar linha contínua para as curvas em que se utiliza o factor de segurança no valor de 1,5, curvas a traço interrompido para identificar o factor de segurança no valor de 2,0 e quanto ao factor de segurança igual a 2,5 utilizaram-se curvas a traço-ponto.

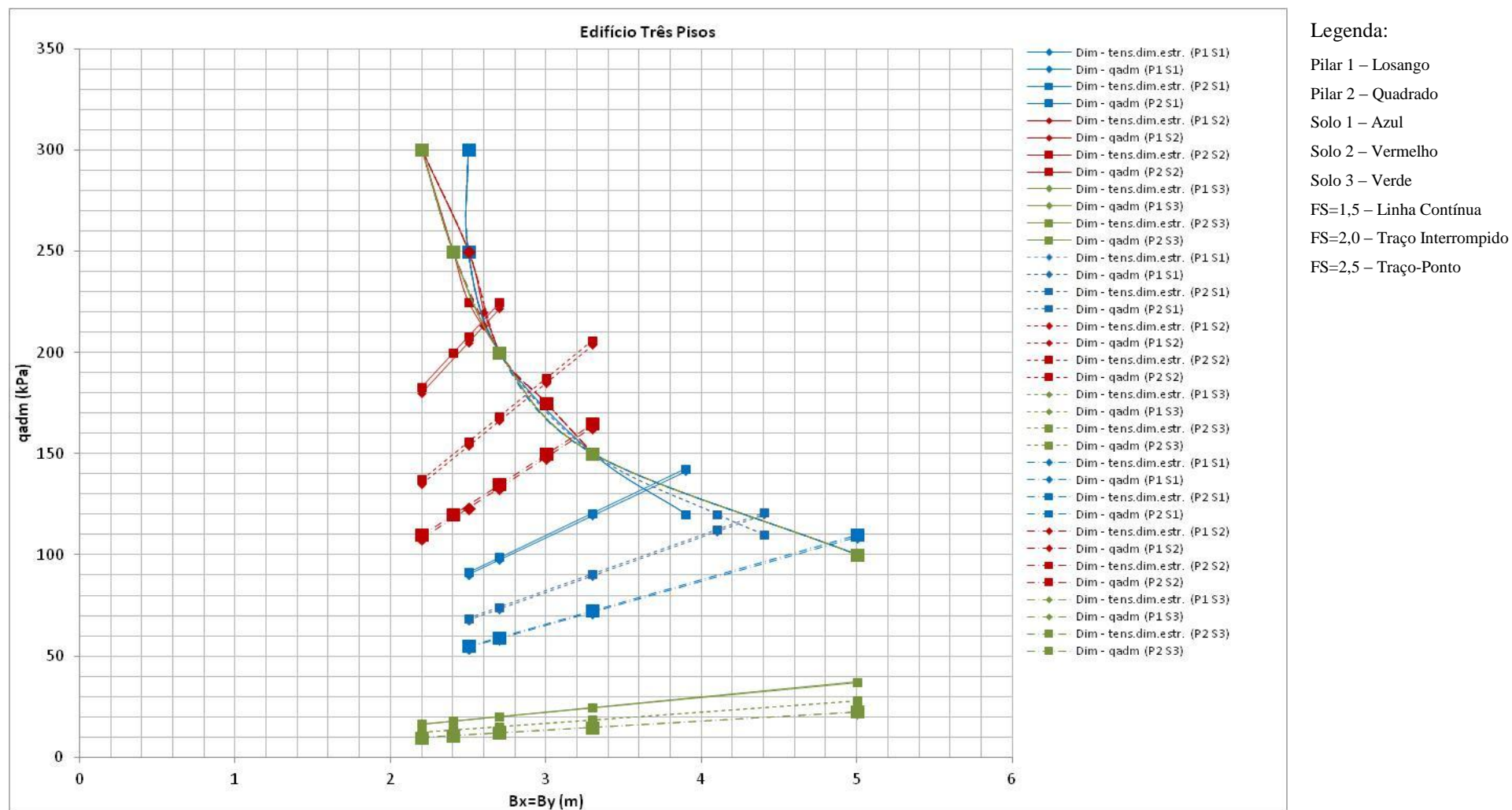


Figura 37. Resultado do estudo paramétrico relativo ao edifício de três pisos, para os dois pilares, os três solos e os três coeficientes de segurança.

Pode observar-se através do gráfico da Figura 37 que as curvas relativas ao pilar 1 e 2 são praticamente coincidentes qualquer que seja o factor de segurança e o solo em análise. Observa-se claramente, e como seria de esperar, um aumento das dimensões das sapatas à medida que se aumenta o valor do factor de segurança. Quanto à influência dos solos pode observar-se que para o solo 2 (curvas a vermelho) as dimensões das sapatas seriam as menores, seguido das dimensões necessárias para o solo 1 (curvas a azul), enquanto que para o solo 3 (curvas a verde) as dimensões das sapatas não foram possíveis de obter pois, tal como se observa na Figura 37, as curvas relativas às tensões de dimensionamento estrutural e as curvas relativas à carga admitida pelo solo (obtidas através de dimensionamento geotécnico) não se chegam a interceptar, atingindo a abcissa de 5m ( $B_x=B_y$ ) nessa condição.

Quanto à estrutura relativa ao edifício de oito pisos, também se obteve gráfico similar, resultante do estudo paramétrico, tal como se observa na Figura 38.

Na Figura 38 as cores, símbolos e linhas têm o mesmo significado que na Figura 37.

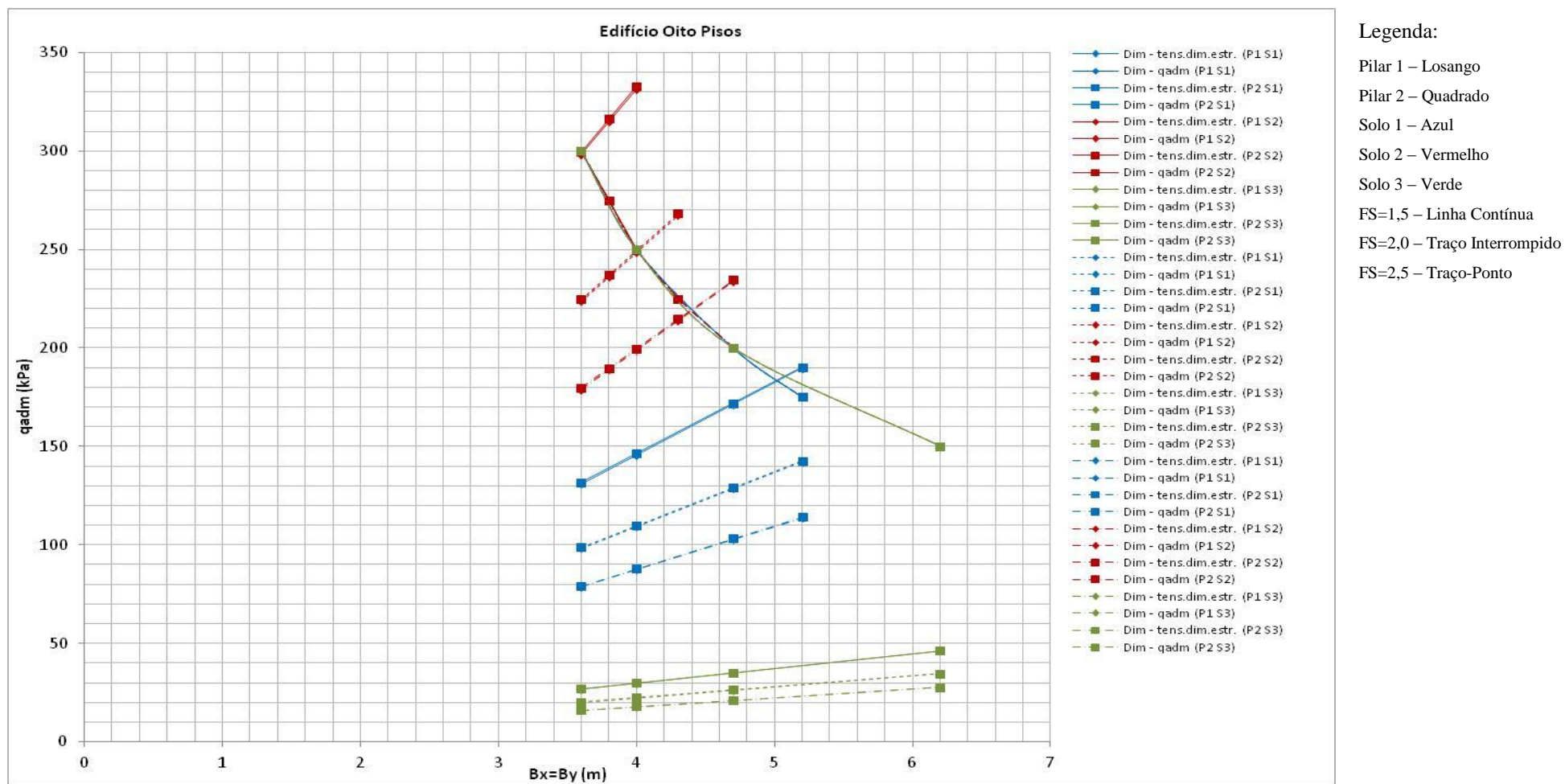


Figura 38. Resultado do estudo paramétrico relativo ao edifício de oito pisos, para os dois pilares, os três solos e os três coeficientes de segurança.

Tal como se pode observar no gráfico da Figura 38, as curvas relativas ao pilar 1 e ao pilar 2 coincidem novamente. Quanto às dimensões de sapatas que se obtêm para o edifício de oito pisos, observa-se que, relativamente ao solo 1, apenas ocorre intercepção das curvas para o factor de segurança de 1,5 e para valor de  $B_x=B_y$  de 5m, o que corresponde ao vão da laje, logo não exequível. As restantes curvas do solo 1 não se interceptam para os factores de segurança seguintes. Para o solo 2 obtêm-se dimensões de sapata aceitáveis quando se utiliza o factor de segurança no valor de 1,5, enquanto dos factores de segurança de 2,0 e 2,5 resultam dimensões de sapatas elevados. Relativamente ao solo 3, as curvas nunca se chegam a interceptar, qualquer que seja o factor de segurança utilizado.

Os resultados para as dimensões das sapatas, quando assentes em solo 2, eram menores, tal como seria de esperar, do que em solo 1, resultado do solo 2 ser menos deformável que o solo 1, apresentando módulo de deformabilidade superior relativamente ao solo 1 (ver secção 6.2).

As dimensões obtidas para as sapatas a utilizar na análise, tendo-se optado por utilizar a mesma dimensão para todas as sapatas, são as apresentadas na Tabela 5. Optou-se por utilizar a mesma dimensão para todas as sapatas por, por um lado, ter-se obtido valores de dimensões próximos para o pilar 1 e 2 da estrutura, utilizando o factor de segurança de 1,5 relativamente ao solo 1, que é o mais desfavorável, e por outro lado para traduzir a realidade em obra, de forma a diminuir erros de execução.

Tabela 5. Características das sapatas utilizadas.

<i>Tipo</i>	<i>H (m)</i>	<i>B<sub>x</sub>=B<sub>y</sub> (m)</i>	<i>E (kPa)</i>	<i>I (m<sup>4</sup>)</i>	<i>EA (kPa.m<sup>2</sup>)</i>	<i>EI (kPa.m<sup>4</sup>)</i>
Quadrada	1,0	3,6	31x10 <sup>6</sup>	0,3	111600000	9300000

## 6.2. Solos Tipo

Para a realização da análise geotécnica foram definidos três solos diferentes, todos eles teóricos. Assim, procurou definir-se três materiais essencialmente granulares com valores distintos de propriedades relevantes para este estudo. Os valores considerados foram obtidos a partir de pesquisa bibliográfica [em BARDET (1997)] e pretendem representar possíveis gamas de variações razoáveis dessas mesmas propriedades.

Os valores de cálculo de algumas dessas propriedades encontram-se na Tabela 7. Salienta-se que os valores de cálculo dos parâmetros dos solos foram obtidos através dos coeficientes parciais de segurança do Eurocódigo 7 [EN1997-1 (2010)]. Os valores correspondentes aos coeficientes de segurança parciais utilizados são os apresentados na

Tabela 6. Note-se que apenas se utilizou um dos casos do Eurocódigo 7, sendo este o mais gravoso.

Tabela 6. Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ). Adaptado do Quadro A.2 do Anexo A do EN1997-1 (2010).

<i>Parâmetro do Solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,4
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $tg \phi'$		

É de interesse referir que o único parâmetro a ser afectado pelo respectivo coeficiente parcial de segurança foi o ângulo de atrito dos solos, pois os valores da coesão utilizados foram, tal como explorado na secção 6.4, valores de teste, não sendo portanto afectados de coeficiente de segurança. Por outro lado, apenas se utilizaram solos granulares em condições drenadas. Novamente, a Tabela 7 apresenta os valores de cálculo utilizados.

Tabela 7. Valores de cálculo dos parâmetros dos solos 1 a 3.

<i>Solo</i>	<i>Tipo</i>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$E$ (MPa)	$\Phi$ (°)	$C_d$ (kPa)
1	Areia	18	0,3	50	24,79	0
2	Cascalho	20	0,25	150	29,25	0
3	Areia Siltosa	16	0,3	10	16,23	0

Logo desde o dimensionamento geotécnico teórico se descartou o Solo 3 pois apresenta valores de capacidade de carga in comportáveis com a solução estrutural adoptada, tal como mencionado atrás, sendo esta obrigatoriamente de fundações superficiais. Assim sendo apenas se utilizaram os Solos 1 e 2 na análise geotécnica das fundações.

### 6.3. Modelos Base

Atendendo a que, tal como referido na secção 6.1, se utilizaram as mesmas dimensões de sapata para todos os pilares, os modelos a analisar no programa de cálculo PLAXIS, foram os seguintes:

- Sapata isolada com simplificação por simetria;
- Sapata isolada sem simplificação por simetria;
- Quatro sapatas com simplificação por simetria;
- Quatro sapatas sem simplificação por simetria.



Todos os modelos analisados têm por base os modelos acima enumerados, variando o carregamento e diversos parâmetros no solo, assunto que é explorado mais adiante (secção 6.4).

Foi dada especial atenção à malha de elementos finitos pois o programa PLAXIS não permite a manipulação da mesma, isto é, o próprio programa gera a malha sem permitir ao utilizador interferir. Assim sendo, optou-se pela criação de zonas com diferente refinamento da malha, abaixo da sapata, para que a malha de elementos finitos fosse gradualmente mais fina tanto mais próximo da sapata. As zonas foram obtidas através das medidas dos bolbos de tensões teóricos, função da dimensão da sapata. Assim sendo, para uma zona correspondente à isolinha de  $0,2\Delta q_s$  (correspondendo a uma profundidade de  $3B$ ), onde  $\Delta q_s$  é a sobrecarga uniforme de desenvolvimento infinito à superfície e  $B$  a dimensão da sapata, a malha seria a mais fina possível. Na isolinha imediatamente seguinte, a saber a correspondente aproximadamente a  $0,1\Delta q_s$  (profundidade aproximada de  $7B$ ), a malha não seria tão fina, e quanto à restante massa de solo, a malha seria menos fina ainda, sempre decrescendo de forma gradual. Salienta-se o facto de a alteração do refinamento da malha se dar de forma gradual pois a alteração abrupta do tamanho de elementos finitos adjacentes, constituintes da malha, gera erros de modelação, que se pretendem evitar.

Quanto à massa de solo, tentaram conjugar-se vários factores. Levou-se em atenção modelar massa de solo suficiente para que a presença das fronteiras não afectasse os esforços no interior da mesma e ao mesmo tempo tentou-se não modelar massa de solo em excesso para que a sapata apresentasse dimensões razoáveis em relação à malha de elementos finitos utilizada.

Salienta-se o facto de que, antes de quaisquer modelações relacionadas com o presente trabalho, se procedeu à validação do programa PLAXIS. Para isso optou-se por se modelar um problema retirado de BOULON et al. (2007) e se chegar aos mesmos resultados que a publicação citada apresenta para o modelo em questão. Desta forma conclui-se que o programa PLAXIS, na versão utilizada, estava a funcionar correctamente (para o tipo de problemas considerado) e que se pode prosseguir à modelação dos modelos pretendidos para o presente trabalho.

Note-se que na modelação das sapatas se utilizaram sempre as dimensões totais das mesmas, isto é,  $B_x$  e  $B_y$  obtidos. Tal como mencionado em 3.3, quando da presença de momento flector, as dimensões da sapata passam a ser as dimensões efectivas, nomeadamente  $B'_x$  e  $B'_y$ . Devido ao reduzido valor do momento flector, o seu efeito nas dimensões da sapata é mínimo, isto é, resulta numa excentricidade de 3cm. Como o programa não permite o acesso

ao algoritmo com o qual rege a sua análise, em situação de dúvida, optou o autor por modelar as dimensões totais das sapatas. Pode observar-se na Figura 39 até à Figura 42 os modelos base utilizados, tal como atrás descrito.

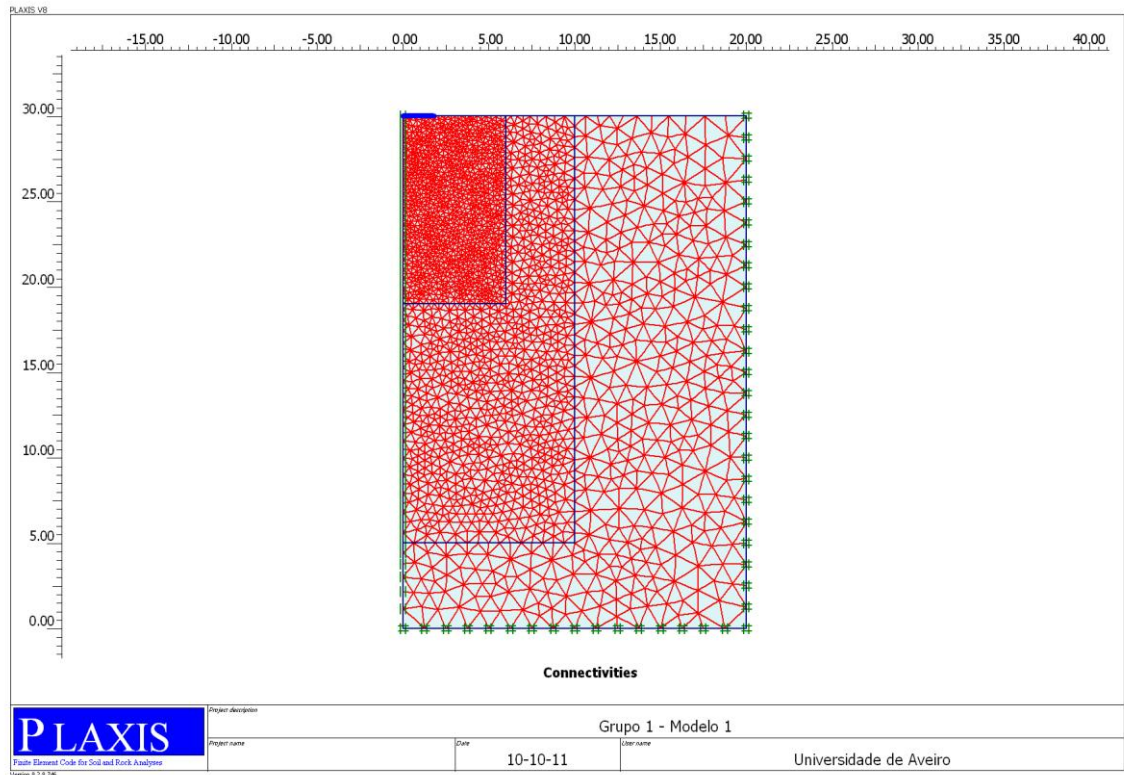


Figura 39. Modelo base correspondente a uma sapata isolada com simplificação de simetria.

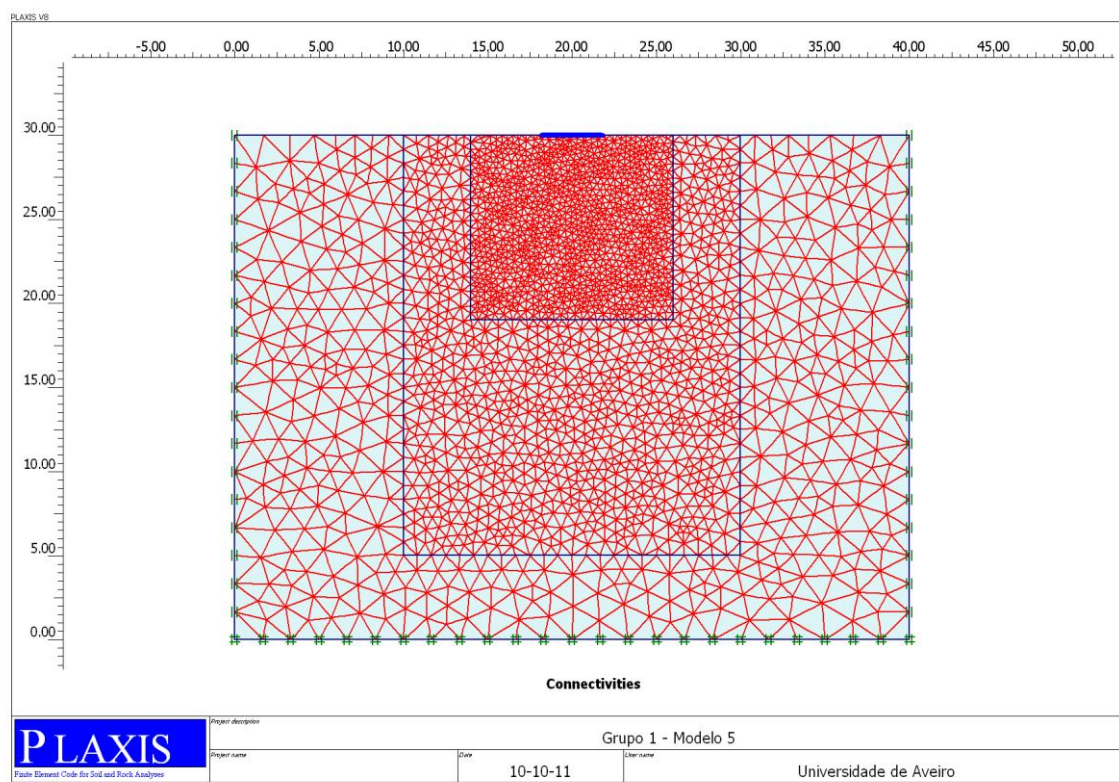


Figura 40. Modelo base correspondente a uma sapata isolada sem simplificação de simetria.

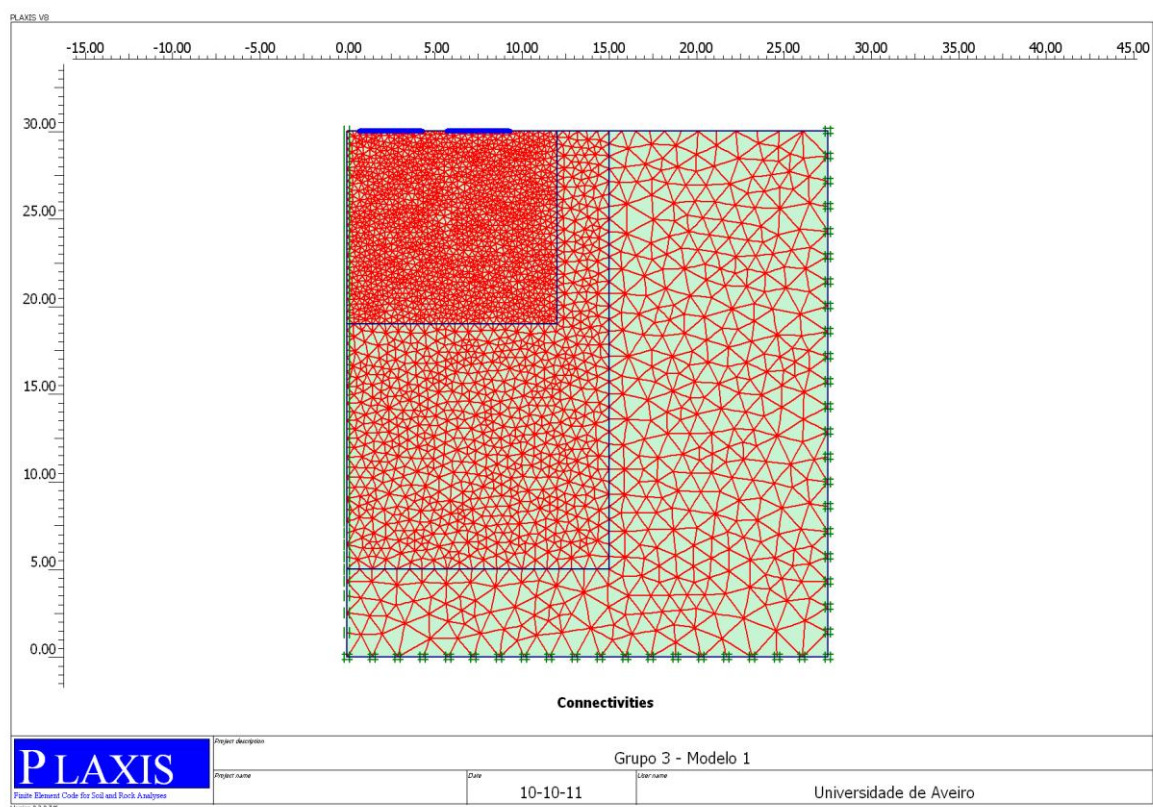


Figura 41. Modelo base correspondente às quatro sapatas com simplificação de simetria.

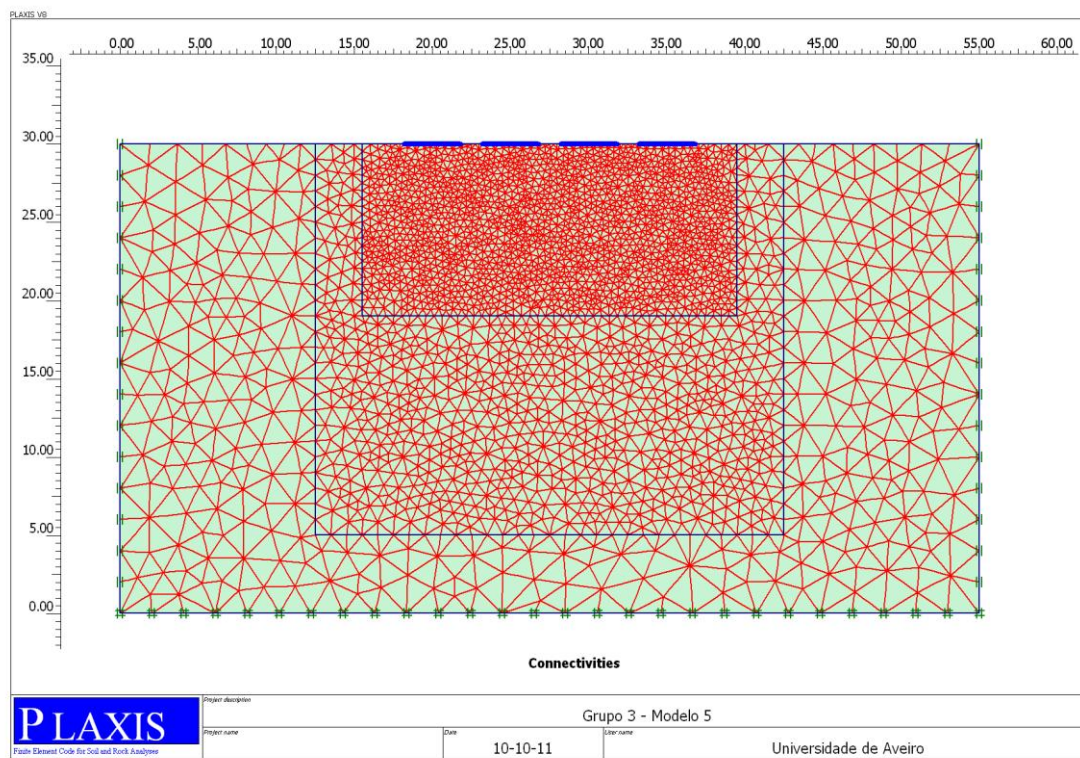


Figura 42. Modelo base correspondente às quatro sapatas sem simplificação de simetria.

## 6.4. Grupos de Análise

O raciocínio utilizado na análise dos efeitos produzidos pela variação de diversos parâmetros nas sapatas que constituem a fundação da estrutura passou por uma divisão em grupos de análise.

Note-se que nas quatro sapatas, devido à simetria da estrutura, os esforços são simétricos, tal como se pode observar na Figura 43. Os esforços presentes nas sapatas encontram-se na Tabela 4.

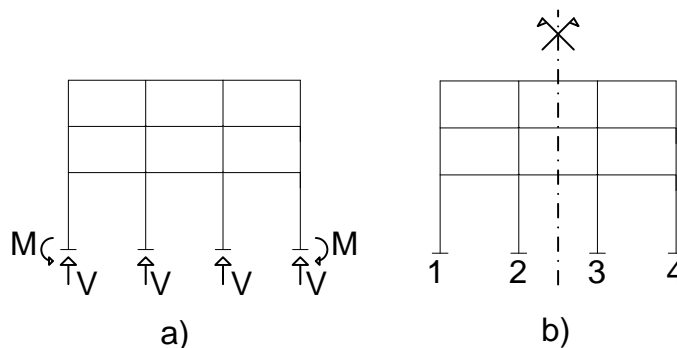


Figura 43. a) Esquema dos esforços presentes na fundação da estrutura. b) Estrutura com sapatas numeradas.



Efectuando-se uma numeração das sapatas, torna-se mais simples a visualização da simetria dos esforços, segundo um eixo de simetria, ilustrado na Figura 43 b), isto é, a sapata 1 apresenta esforços iguais à sapata 4 e a sapata 2 apresenta esforços iguais aos presentes na sapata 3. Note-se que os esforços são iguais em sentido e em valor relativamente aos esforços verticais. No que diz respeito a esforços horizontais, apresentam valores extremamente baixos, não apresentando relevância para a análise em questão. Os momentos flectores, em valor são os mesmos mas em sentido são opostos, tal como se observa na Figura 43 a).

Levando em conta a simetria dos esforços, a análise das fundações dividiu-se por grupos, onde o GRUPO 1 trata da variação de diversos parâmetros, que mais adiante são enumerados, numa sapata modelo correspondente à sapata 1 ou 4. O GRUPO 2 trata da variação dos mesmos parâmetros, desta vez num modelo de características correspondentes à sapata 2 ou 3. Por sua vez, o GRUPO 3 corresponde à análise dos mesmos parâmetros dos grupos anteriores, modelando as quatro sapatas no mesmo modelo. Nos Grupos 1 a 3 considera-se que o solo abaixo das sapatas é homogéneo e constituído pelo solo 1 ou pelo solo 2. Finalmente no GRUPO 4, utilizando perfis estratificados, fazendo-se variar a profundidade a que se encontra o solo menos deformável, analisa-se o efeito produzido no assentamento das sapatas, assentes em solo mais deformável, fazendo referência também às tensões introduzidas no solo.

Os parâmetros a analisar nos três primeiros grupos foram os abaixo enumerados:

- Tipo de solo;
- Coesão;
- Simplificação de simetria;
- Malha de elementos finitos;
- Forma de aplicação da carga na sapata.

Pretende-se com a realização desta análise estudar o comportamento da sapata, a resposta do solo e a influência da malha de elementos finitos no comportamento teórico da fundação, para que dessa forma se optimize a utilização deste tipo de programas na análise ou modelação de fundações superficiais.

Relativamente ao parâmetro designado por tipo de solo foram utilizados os dois solos teóricos 1 e 2, atrás mencionados, com diferentes valores de módulo de deformabilidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), e de peso volúmico ( $\gamma$ ). Estes solos teóricos correspondem a uma areia e um cascalho, aproximadamente (ver secção 6.2). Pretende-se observar a influência do tipo de solo nos esforços da fundação, bem como relacionar este parâmetro com outros considerados, analisando a sua importância relativa. Alterando-se o tipo de solo, o valor que

verifica maior mudança é o módulo de deformabilidade ( $E$ ), que para o solo 1 é de 50MPa e para o solo 2 de 150MPa.

No que diz respeito à influência do valor da coesão do solo, procedeu-se à alteração do mesmo nos diferentes solos, observando-se o seu efeito, tanto na resposta do solo como no resultado dos esforços na fundação, nomeadamente os momentos flectores. Verificou-se também a importância relativa da coesão em relação à mudança de solo. Dado que os solos considerados são essencialmente granulares os valores da coesão considerados são baixos, 1kPa e 10kPa. Não se utilizou o valor zero pois, por vezes, isso dá origem a erros na utilização do programa PLAXIS. Obviamente que ao se relacionar o efeito da mudança do valor da coesão nos solos relativamente à mudança do solo, esta “comparação” não se pode efectuar de forma “cega” visto se ter aumentado valor da coesão em 10 vezes enquanto que o aumento do módulo de deformabilidade ao se passar do solo 1 para solo 2 é de apenas 3 vezes.

Quanto à análise do efeito de simplificações de simetria, realizaram-se dois modelos em que, fixando todos os parâmetros, se pretendia observar o efeito de se utilizarem simplificações de simetria em relação a um modelo sem simplificações, ou seja, um modelo “completo”. Este parâmetro visa novamente a análise de uma optimização da utilização deste tipo de programas.

Relativamente à influência da malha de elementos finitos, efectuaram-se dois modelos em que, novamente fixando todos os parâmetros, se analisa o efeito do maior ou menor refinamento da malha, no comportamento do solo e nos esforços na sapata.

Ao se analisar o efeito da forma de aplicação da carga no elemento de barra, pretende-se comparar, para um mesmo carregamento, o efeito no solo e nos esforços da sapata, da alteração de como a carga é aplicada/modelada no elemento de barra (*beam* em inglês) no programa. Analisou-se uma abordagem de carga distribuída por toda a sapata, uma abordagem de carga distribuída apenas nas dimensões do pilar e uma abordagem de carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão do betão da sapata, tal como se pode observar na Figura 44.

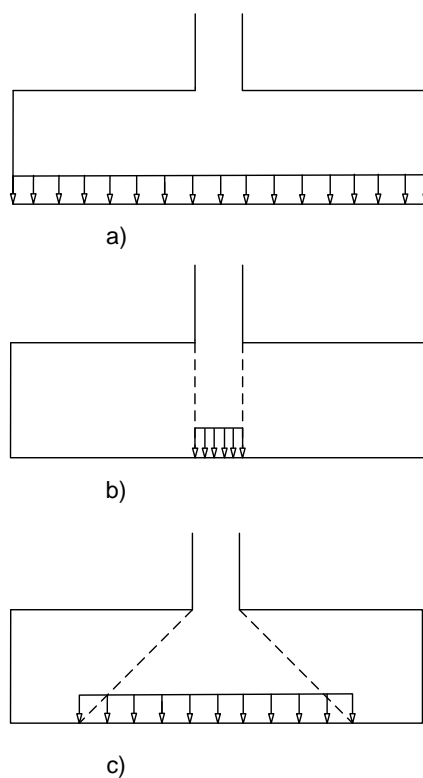


Figura 44. a) Carga distribuída por toda a sapata; b) Carga distribuída segundo as dimensões do pilar; c) Carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão.

A Tabela 8 apresenta os vários modelos realizados nos três primeiros grupos, os respectivos grupos, bem como os parâmetros de cada um dos modelos. A legenda de cada modelo pode ser explicada utilizando um modelo exemplo. O modelo G1\_1, por exemplo, diz respeito ao modelo 1 do Grupo 1, onde G1 corresponde ao Grupo 1 e o número seguinte ao modelo correspondente.

## Caso de Estudo

Tabela 8. Três primeiros Grupos, respectivos modelos e parâmetros.

Modelo	Pilar	Solo	Peso Volúmico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	Simplificação de Simetria?	C (kPa)	Malha de Elementos Finitos	Número de Elementos	Carregamento
G1_1	1	1	18	50	sim	1	Fina	4819	Distribuída
G1_2	1	2	20	150	sim	1	Fina	4819	Distribuída
G1_3	1	1	18	50	sim	10	Fina	4819	Distribuída
G1_4	1	2	20	150	sim	10	Fina	4819	Distribuída
G1_5	1	1	18	50	Não	1	Fina	4564	Distribuída
G1_6	1	2	20	150	Não	1	Fina	5093	Distribuída
G1_7	1	1	18	50	Não	10	Fina	5093	Distribuída
G1_8	1	2	20	150	Não	10	Fina	5093	Distribuída
G1_9	1	1	18	50	Não	1	Grosseira	530	Distribuída
G1_10	1	2	20	150	Não	1	Grosseira	530	Distribuída
G1_11	1	1	18	50	Não	1	Fina	4637	Pilar
G1_12	1	1	18	50	Não	1	Fina	4624	Efeito Bielas
G1_13	1	2	20	150	Não	1	Fina	4637	Pilar
G1_14	1	2	20	150	Não	1	Fina	4624	Efeito Bielas
G2_1	2	1	18	50	Sim	1	Fina	4819	Distribuída
G2_2	2	2	20	150	Sim	1	Fina	4819	Distribuída
G2_3	2	1	18	50	Sim	10	Fina	4819	Distribuída
G2_4	2	2	20	150	Sim	10	Fina	4819	Distribuída
G2_5	2	1	18	50	Não	1	Fina	4564	Distribuída
G2_6	2	2	20	150	Não	1	Fina	5093	Distribuída
G2_7	2	1	18	50	Não	10	Fina	5093	Distribuída
G2_8	2	2	20	150	Não	10	Fina	5093	Distribuída
G2_9	2	1	18	50	Não	1	Grosseira	530	Distribuída
G2_10	2	2	20	150	Não	1	Grosseira	530	Distribuída
G2_11	2	1	18	50	Não	1	Fina	4637	Pilar
G2_12	2	1	18	50	Não	1	Fina	4624	Efeito Bielas
G2_13	2	2	20	150	Não	1	Fina	4637	Pilar
G2_14	2	2	20	150	Não	1	Fina	4624	Efeito Bielas
G3_1	Quatro	1	18	50	Sim	1	Fina	5852	Distribuída
G3_2	Quatro	2	20	150	Sim	1	Fina	5852	Distribuída
G3_3	Quatro	1	18	50	Sim	10	Fina	5852	Distribuída
G3_4	Quatro	2	20	150	Sim	10	Fina	5852	Distribuída
G3_5	Quatro	1	18	50	Não	1	Fina	5899	Distribuída
G3_6	Quatro	2	20	150	Não	1	Fina	5899	Distribuída
G3_7	Quatro	1	18	50	Não	10	Fina	5899	Distribuída
G3_8	Quatro	2	20	150	Não	10	Fina	5899	Distribuída
G3_9	Quatro	1	18	50	Não	1	Grosseira	716	Distribuída
G3_10	Quatro	2	20	150	Não	1	Grosseira	716	Distribuída
G3_11	Quatro	1	18	50	Não	1	Fina	5977	Pilar
G3_12	Quatro	1	18	50	Não	1	Fina	5959	Efeito Bielas
G3_13	Quatro	2	20	150	Não	1	Fina	5977	Pilar
G3_14	Quatro	2	20	150	Não	1	Fina	5959	Efeito Bielas



## 6.5. Resultados

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos das modelações efectuadas e a sua respectiva análise e discussão. Primeiramente descrevem-se os resultados obtidos e apenas na subsecção 6.5.5 se efectua a respectiva discussão. As tabelas de resultados apresentam-se no Anexo A.

### 6.5.1. Grupo 1

No presente grupo efectua-se a análise do efeito relativo dos diversos parâmetros atrás referidos, no diagrama de momentos flectores de uma sapata correspondente à sapata 1 ou 4 da estrutura. Foram utilizados 14 modelos para a realização do presente grupo de análise.

#### 6.5.1.1. Mudança de Solo (G1\_1 vs G1\_2)

Observa-se que o diagrama de momentos flectores da sapata assente em solo 1 apresenta valores sempre negativos, enquanto a sapata assente em solo 2 apresenta um diagrama de momentos flectores com valores maioritariamente positivos, tal como se pode observar na Figura 45.

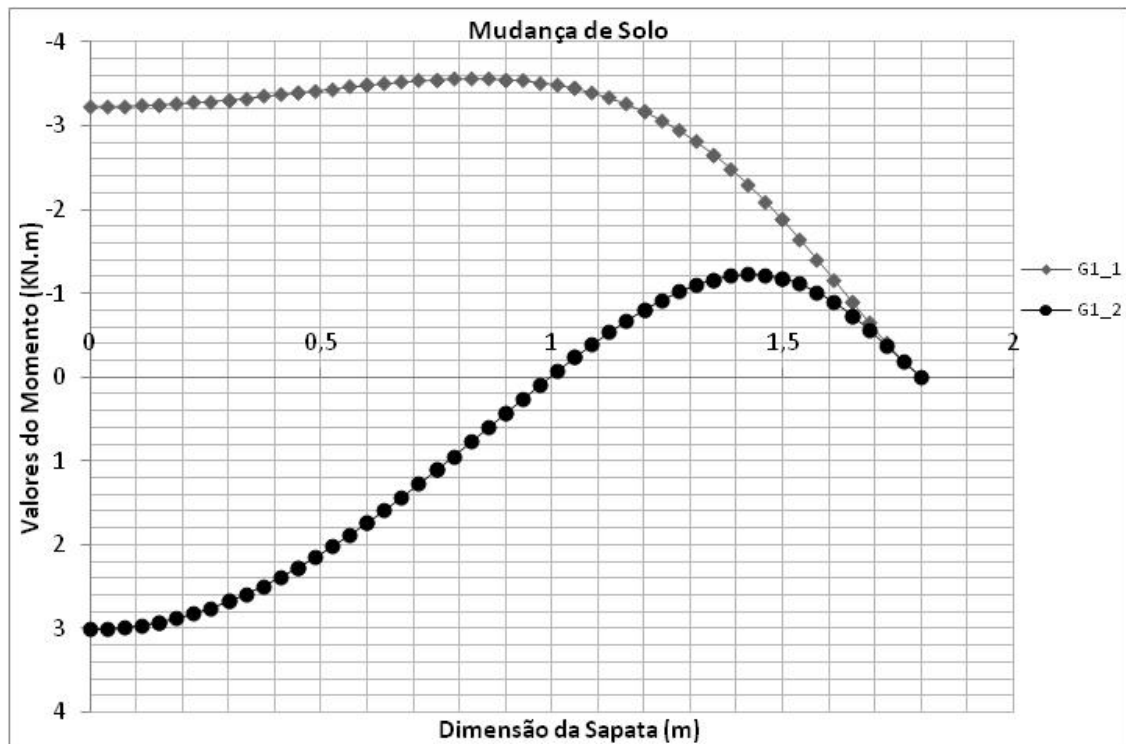


Figura 45. Diagramas de momentos flectores na sapata relativos ao parâmetro “Mudança de Solo”.

A passagem do solo 1 para o solo 2 resulta numa variação do momento flector máximo na ordem de 185%. O valor do assentamento máximo diminui apresentando uma variação de 68,37%.

#### 6.5.1.2. Mudança de Coesão, Solo 1 (G1\_1 vs G1\_3)

Ao ser alterado o parâmetro coesão, no solo 1, mantendo todos os outros valores do solo fixos, observa-se uma alteração significativa, tanto no diagrama de momentos flectores na sapata, como dos valores máximos do mesmo, tal como se pode observar na Figura 46.

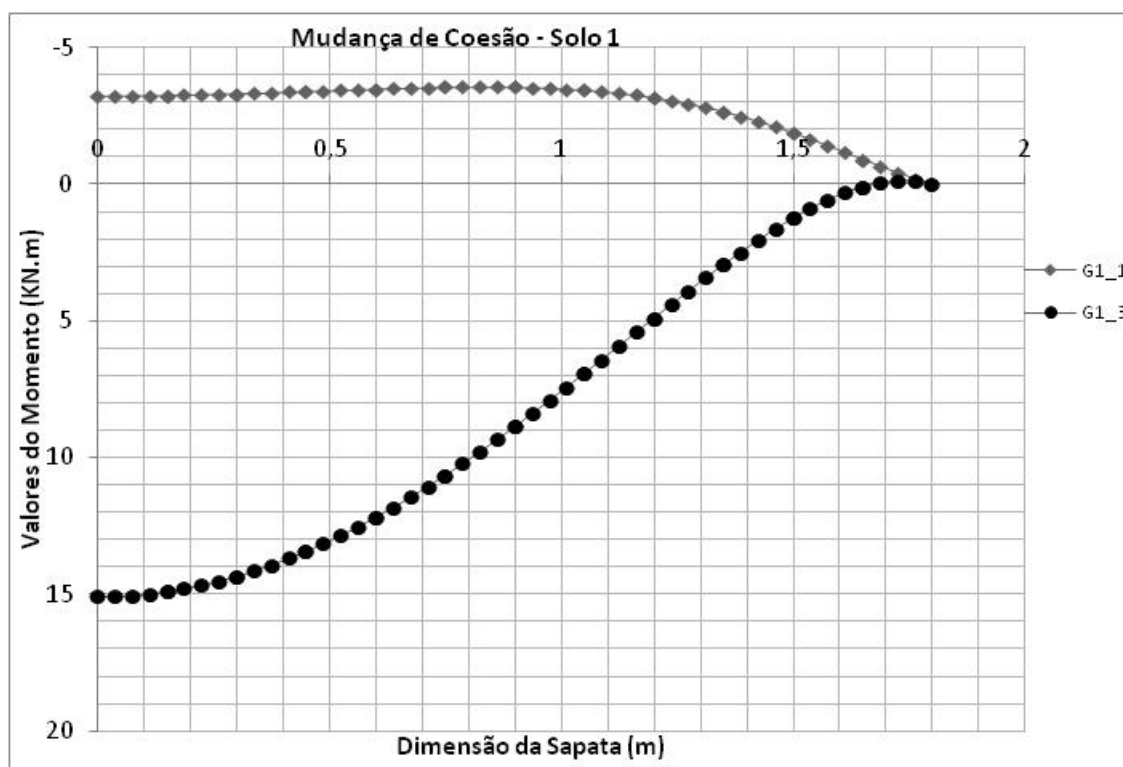


Figura 46. Diagramas de momentos flectores na sapata relativos ao parâmetro “Mudança de Coesão” no solo 1.

A mudança do valor da coesão de 1kPa para 10kPa implica que o diagrama de momentos flectores, inicialmente negativo, passa a ser sempre positivo, com uma variação relativamente aos valores máximos na ordem de 524%, implicando também uma diminuição do valor máximo do assentamento, que se traduz numa variação de 15,58%.

#### 6.5.1.3. Mudança de Coesão, Solo 2 (G1\_2 vs G1\_4)

Relativamente ao solo 2, alterando-se o valor da coesão de 1kPa para 10kPa verifica-se, tal como no solo 1, um aumento significativo do valor máximo do momento flector na sapata, tal como se pode observar na Figura 47.

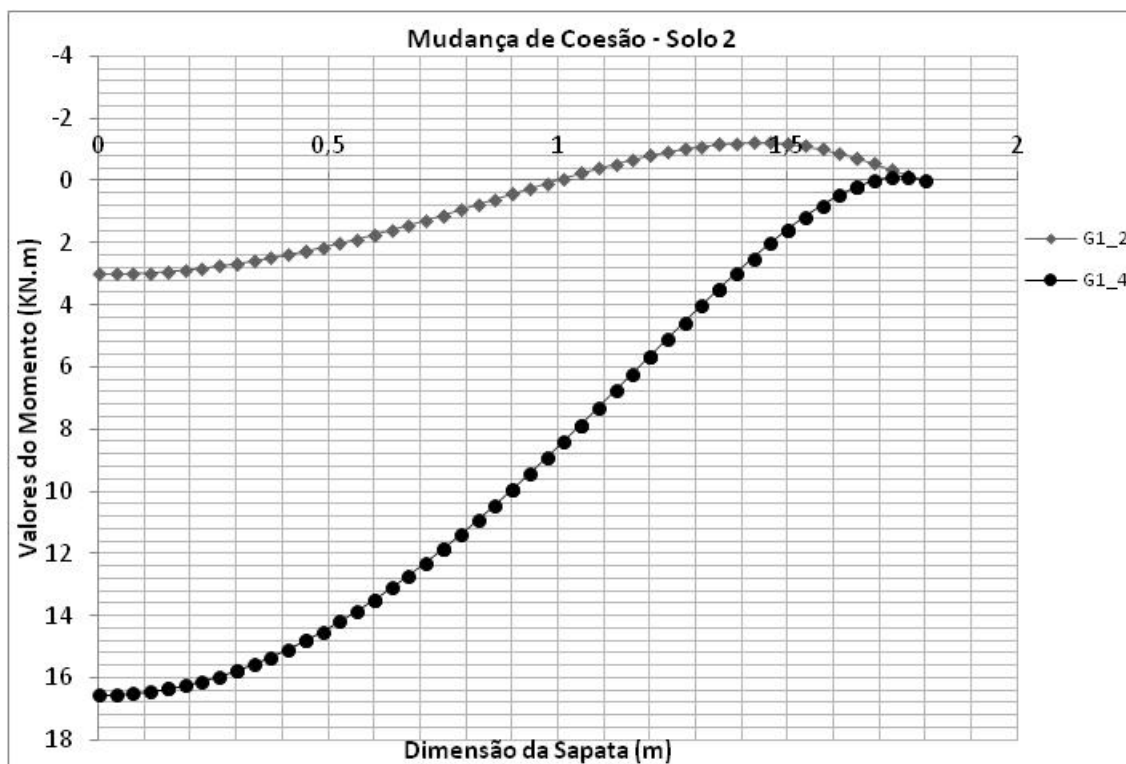


Figura 47. Diagrama de momentos flectores na sapata relativos ao parâmetro “Mudança de Coesão” no solo 2.

Verifica-se uma variação do momento flector, em termos de valores máximos, e relativamente ao modelo com coesão no valor de 1kPa, na ordem de 450%. A variação verificada quanto ao assentamento máximo é de 8,21%, traduzindo uma diminuição do valor do assentamento. O facto de a variação ter sido menor, relativamente à do modelo em solo 1, poderá estar relacionado com o presente solo, solo 2, apresentar um valor para o módulo de deformabilidade superior ao do solo 1.

#### 6.5.1.4. Mudança de Coesão, Solos 1 e 2 (G1\_1 vs G1-3, G1\_2 vs G1\_4)

No gráfico da Figura 48 pode observar-se que o parâmetro “mudança de coesão” é mais condicionante no valor do momento flector na sapata, do que o parâmetro “mudança de solo”. No parâmetro “mudança de solo”, o valor do módulo de deformabilidade será o de maior relevância para a resposta do solo, mudança essa que foi de  $E=50\text{MPa}$ , no solo 1, para  $E=150\text{MPa}$ , no solo 2.

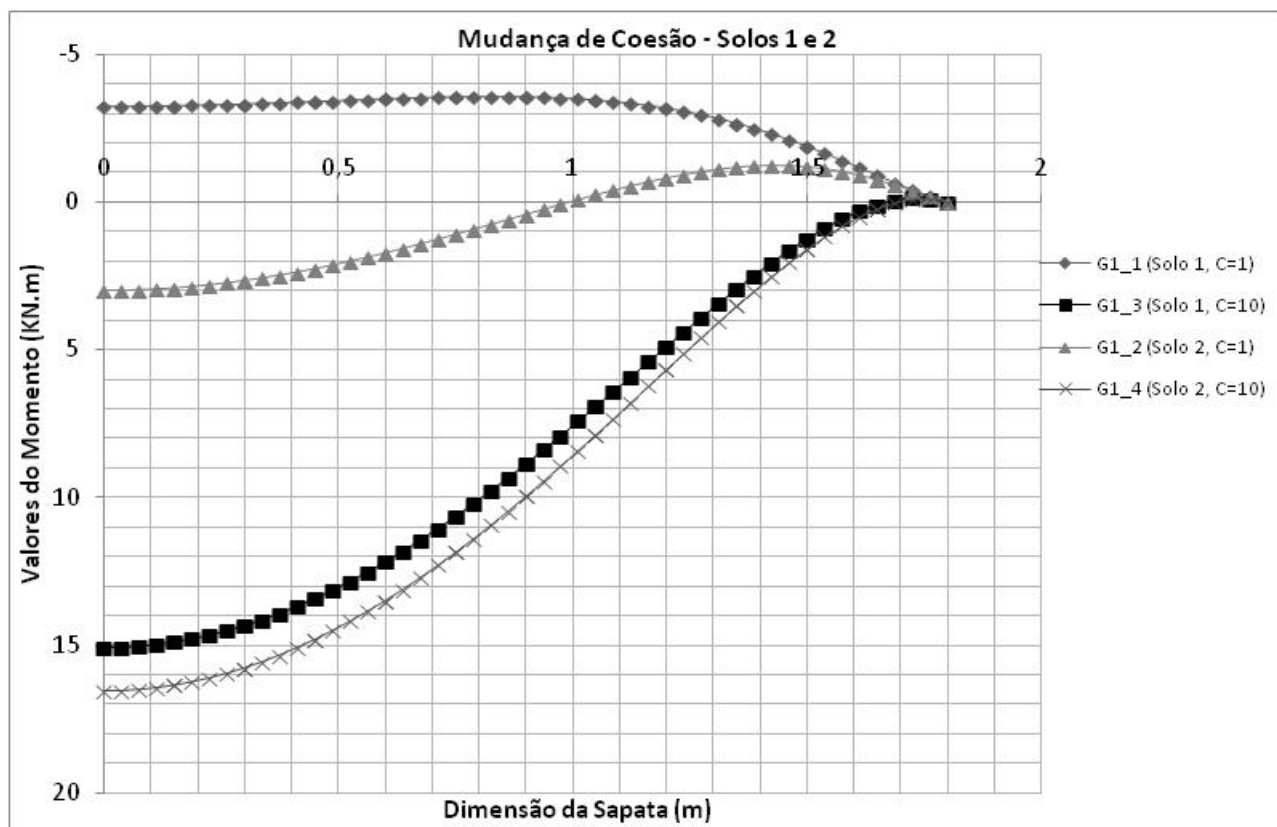


Figura 48. Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Mudança de Coesão” nos solos 1 e 2.

Para esta mudança, tal como atrás mencionado, obteve-se uma variação do valor máximo do momento flector na sapata de 185%.

O parâmetro “mudança de coesão” implica a alteração do valor da coesão no mesmo solo, de 1kPa para 10kPa, tendo-se obtido uma variação máxima, correspondente à alteração da coesão no solo 1, na ordem de 524%.

Relembra-se novamente que o aumento da coesão é bastante mais significativo que o aumento do módulo de deformabilidade (dez vezes e três vezes, respectivamente), o que faz com que não se possa comparar de forma “linear” a relação entre estes parâmetros.

#### 6.5.1.5. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação, Solo 1 (G1\_1 vs G1\_5)

Pode observar-se na Figura 49 que no modelo com simplificação de simetria o diagrama de momentos flectores na sapata é sempre negativo, enquanto no modelo sem simplificação de simetria, o diagrama de momentos flectores na sapata varia de positivo a negativo. Pode ainda observar-se que o valor máximo do diagrama de momentos flectores do modelo

simplificado é, em módulo, superior ao valor máximo do diagrama de momentos flectores do modelo sem simplificação.

Relativamente aos valores máximos dos diagramas de momentos flectores na sapata, verifica-se uma variação, do modelo simplificado para o modelo sem simplificação, na ordem de 28%. O valor do assentamento máximo aumentou, apresentando uma variação de 6,59%.

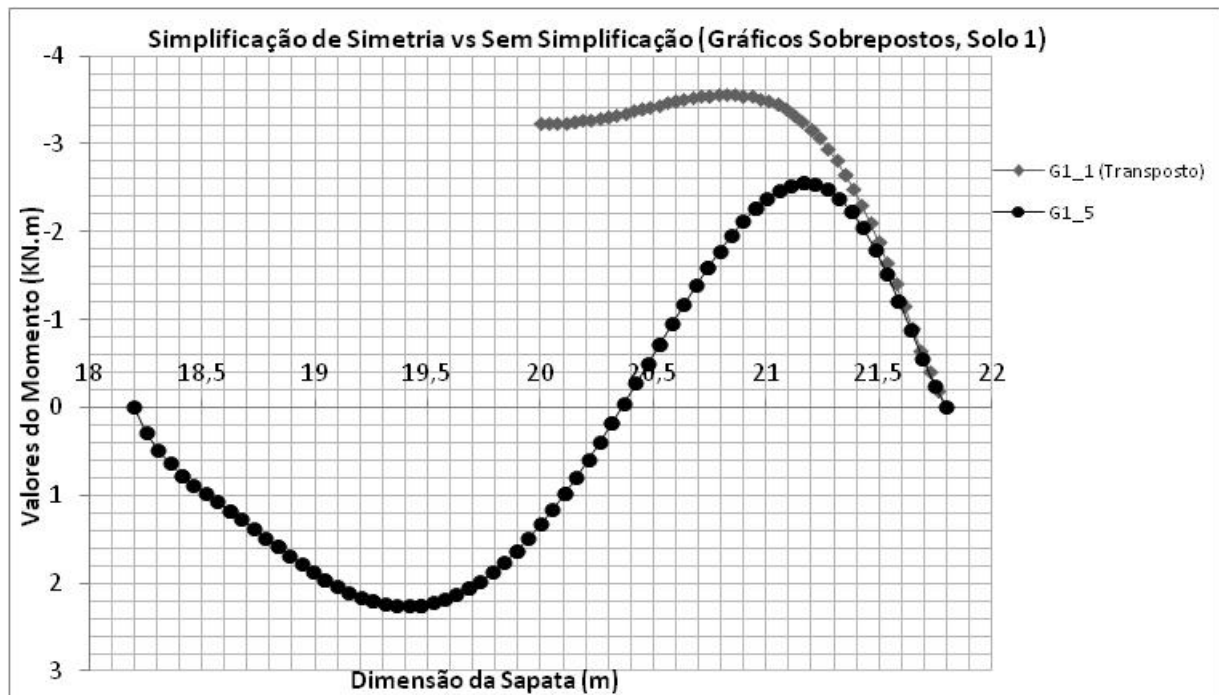


Figura 49. Diagrama de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Simplificação de Simetria”, no solo 1.

#### 6.5.1.6. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação, Solo 2 (G1\_2 vs G1\_6)

Quanto ao parâmetro “simplificação de simetria” no solo 2, pode observar-se na Figura 50 que os diagramas de momentos flectores nas sapatas são semelhantes, apresentando quase a mesma configuração, ou seja, quando sobrepostos, são quase paralelos, contrariamente ao que sucede no solo 1.

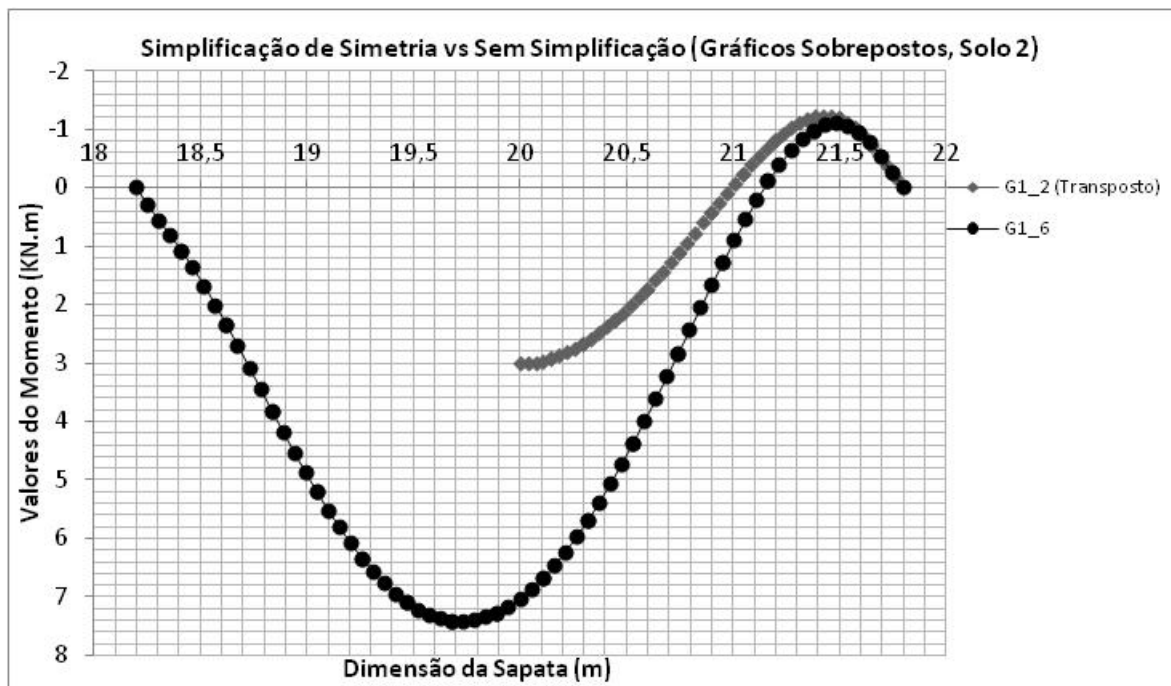


Figura 50. Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Simplificação de Simetria”, no solo 2.

Ocorre uma variação de momentos flectores máximos, tendo por base o modelo simplificado, na ordem dos 147%. O valor máximo do assentamento aumenta de forma bastante ténue, apresentando uma variação de 5,57%.

#### 6.5.1.7. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação, Solos 1 e 2, $c=10$ kPa (G1\_3 vs G1\_7, G1\_4 vs G1\_8)

Aumentando o valor da coesão em ambos os solos, de 1kPa para 10kPa, e efectuando a análise de simetria, observa-se que os diagramas de momentos flectores nas sapatas são quase coincidentes, para os modelos simplificados e sem simplificação. O valor máximo do modelo sem simplificação é sempre superior ao valor máximo do modelo simplificado.

Pode observar-se o acima mencionado na Figura 51.

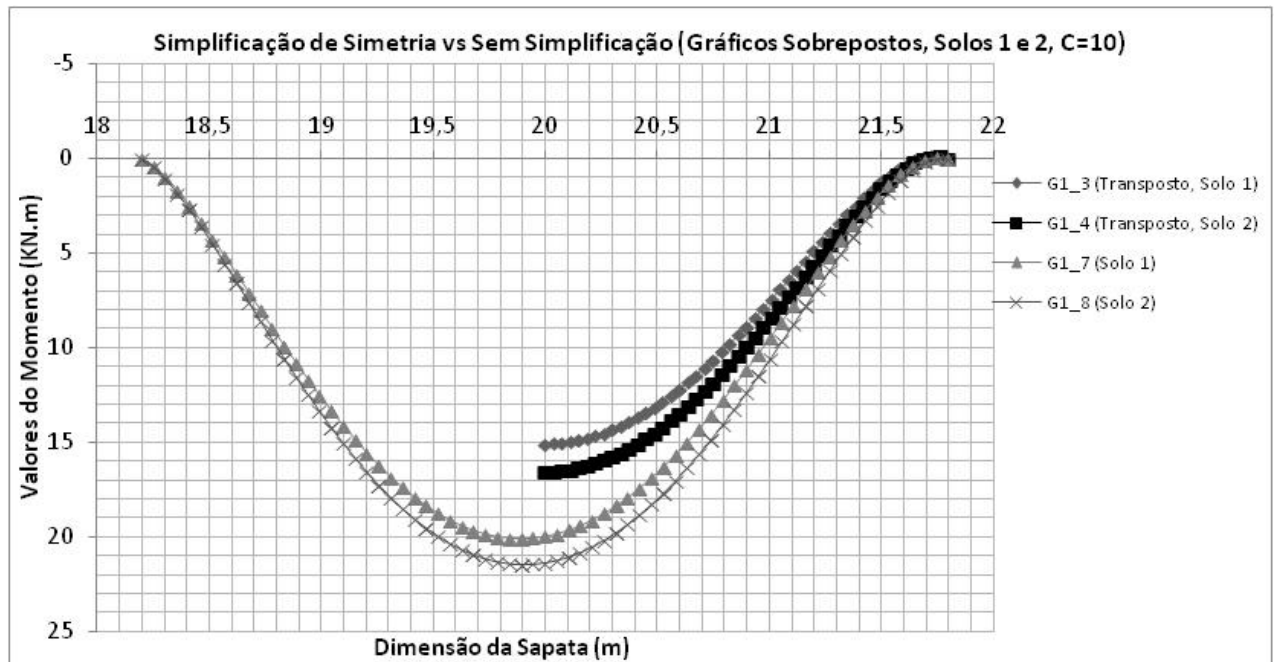


Figura 51. Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Simplificação de Simetria”, nos solos 1 e 2, com coesão de 10kPa.

A variação verificada do modelo simplificado para o modelo sem simplificação é de aproximadamente 33% para o solo 1 e de aproximadamente 30% para o solo 2, sempre relativamente a valores máximos de momento flector na sapata. Note-se que a diferença no diagrama de momentos flectores da sapata assente em solo 1 para a sapata assente em solo 2 é bastante reduzida. O assentamento máximo sofre um pequeno aumento, apresentando variação de 1,43% para o solo 1 e de 1,92% para o solo 2.

#### 6.5.1.8. Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1 (G1\_5 vs G1\_9)

Quanto ao parâmetro “malha de elementos finitos”, comparando-se o mesmo modelo utilizando uma malha fina e uma malha grosseira, o que se observa é que os diagramas de momentos flectores resultantes são quase paralelos, isto é, apresentam semelhante configuração, tal como se pode observar na Figura 52.

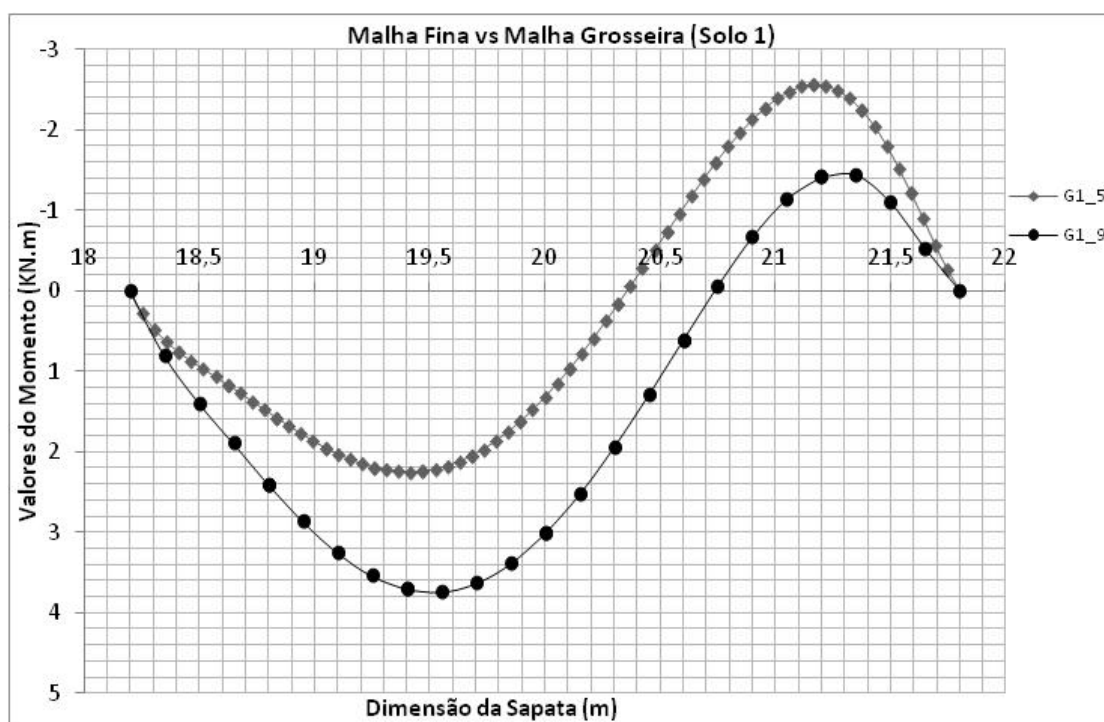


Figura 52. Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, no solo 1.

O modelo com malha grosseira apresenta diagrama de momentos flectores, na sapata, positivos superiores e negativos inferiores, relativamente ao modelo com malha de elementos finitos fina.

Quanto à variação dos valores máximos, no solo 1, é da ordem dos 246%, relativamente ao modelo com malha fina. Esta variação é de ordem de grandeza elevada porque o valor máximo do diagrama de momentos flectores, do modelo com malha fina, é negativo, enquanto o valor máximo do diagrama de momentos flectores, do modelo com malha de elementos finitos grosseira, é positivo.

O valor máximo do assentamento verificado para o modelo com malha de elementos finitos fina é superior ao relativo ao modelo com malha grosseira, ocorrendo uma variação de 1,57%.

#### 6.5.1.9. Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2 (G1\_6 vs G1\_10)

Relativamente ao parâmetro “malha de elementos finitos” aplicado ao solo 2, pode observar-se na Figura 53 que os diagramas de momentos flectores na sapata são quase coincidentes. Novamente o diagrama de momentos flectores na sapata, relativa ao modelo



com malha de elementos finitos grosseira, apresenta valores negativos menores e positivos maiores, relativamente ao modelo com malha de elementos finitos fina.

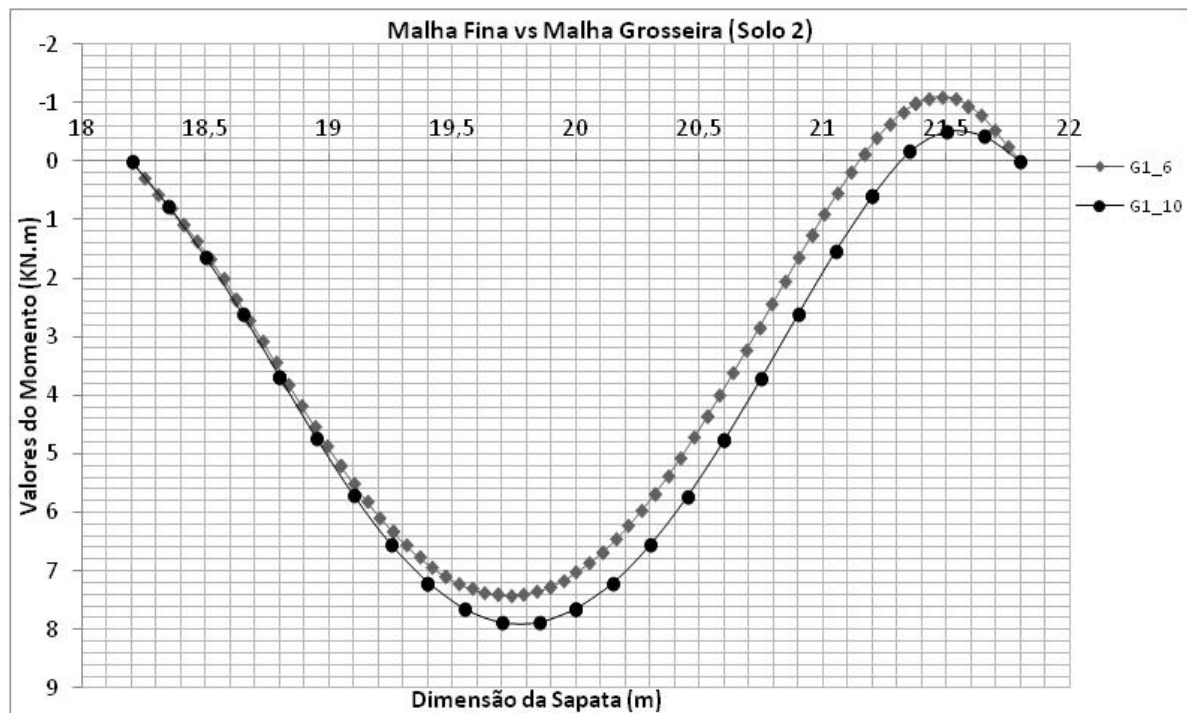


Figura 53. Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, no solo 2.

A variação que se verifica, relativamente a valores máximos, tendo como base o modelo de malha fina, é da ordem dos 6% para o momento flector e de 0,56% para o valor de assentamento máximo.

#### 6.5.1.10. Forma de Aplicação da Carga

Com relação ao parâmetro em que pretende comparar várias formas de aplicação da carga no elemento de barra, obtiveram-se diagramas de momentos flectores bastante díspares, na sapata, como se pode observar na Figura 54.

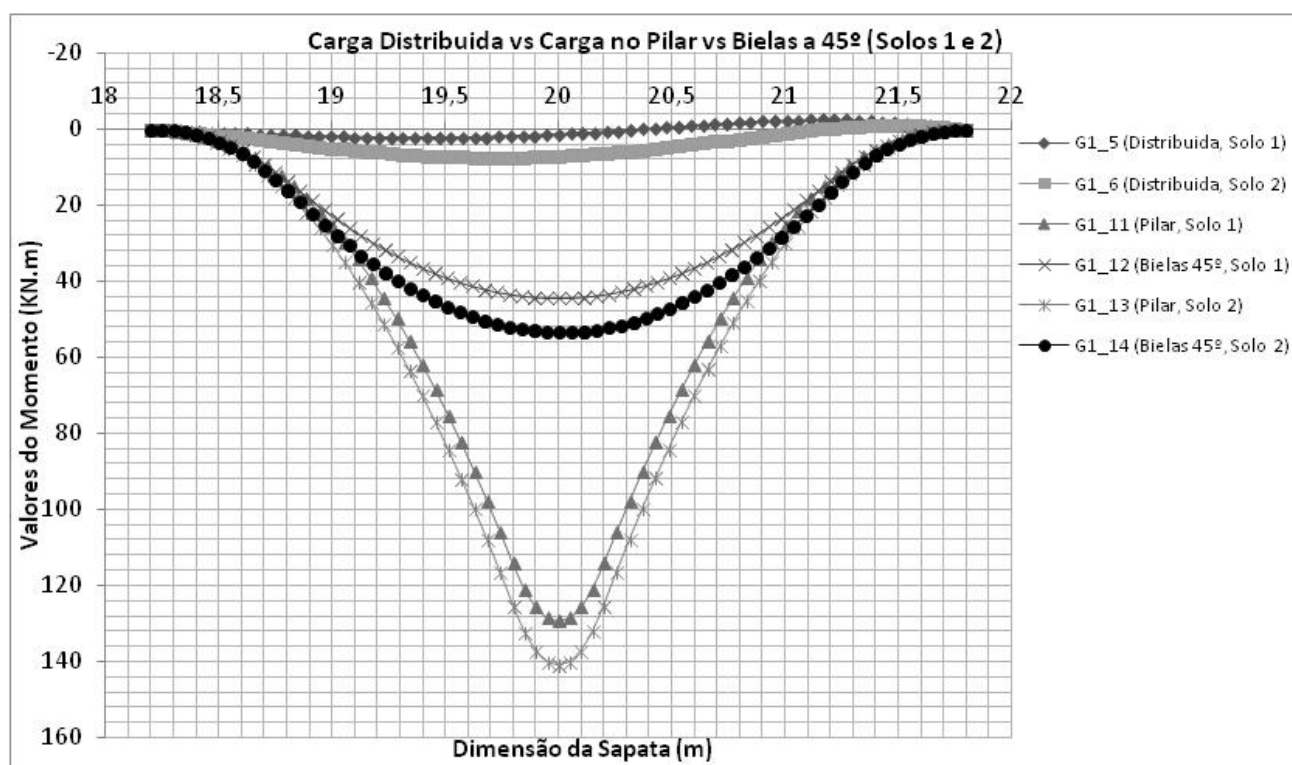


Figura 54. Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Forma de Aplicação da Carga”, nos solos 1 e 2.

Relativamente à comparação entre a aplicação da carga distribuída por todo o elemento de barra e apenas segundo as dimensões do pilar, obteve-se uma variação, em termos de valores máximos, da ordem dos 5148% para o momento flector, e de 40,21% para o assentamento (sendo o valor do assentamento relativo ao modelo com a carga distribuída por todo o elemento de barra inferior ao do modelo com a carga apenas segundo as dimensões do pilar), relativamente ao modelo com carga distribuída por todo o elemento de barra.

Ao comparar a carga distribuída por todo o elemento de barra com a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão, observa-se, tal como atrás, um aumento do valor do momento flector máximo, resultando numa variação, relativamente aos valores máximos do momento flector na sapata, na ordem dos 1833%. É uma variação menor que a verificada para a aplicação da carga distribuída segundo as dimensões do pilar, mas ainda assim significativa. Quanto ao assentamento máximo, verifica-se novamente um aumento deste valor, na ordem de 40,12%.

Quanto à comparação entre a aplicação da carga segundo o efeito das bielas de compressão e as dimensões do pilar, verifica-se uma variação em termos de valores máximos, na ordem dos 191% para o momento flector, tendo por modelo base o cuja aplicação da carga

é segundo o efeito das bielas de compressão. Note-se que o diagrama de momentos flectores na sapata é praticamente coincidente no caso de a carga estar aplicada segundo o efeito das bielas de compressão e segundo as dimensões do pilar, até ao ponto de inflexão da curva do diagrama de momentos do modelo em que a carga é aplicada segundo o efeito das bielas de compressão. Nesse ponto, o diagrama de momentos flectores do diagrama correspondente ao modelo em que a carga é aplicada segundo as dimensões do pilar, “dispara” para os valores que se podem observar na Figura 54. Quanto ao assentamento máximo, a diferença é quase nula, apresentando uma variação de 0,06%.

Quanto ao efeito do mesmo parâmetro em solo 2, as variações em termos de valores máximos, de momento flector na sapata e de assentamentos podem ser consultados na Tabela 14 e na Tabela 16 (Anexo A).

### 6.5.2. Grupo 2

Do presente grupo para o anterior, altera-se o carregamento, pois trata-se da análise de outra sapata, a saber, a correspondente ao pilar 2 ou 3. Quanto aos parâmetros e formas de carregamento são os mesmos do grupo anterior. Utilizaram-se 14 modelos para a realização do presente grupo de análise.

#### 6.5.2.1. Mudança de Solo (G2\_1 vs G2\_2)

Passando-se do Solo 1 para o Solo 2 observa-se que o diagrama de momentos flectores na sapata, que inicialmente apresenta valores negativos, passa a apresentar valores que oscilam de negativo nas extremidades da sapata a positivo, a meio vão. Pode observar-se o atrás mencionado na Figura 55.

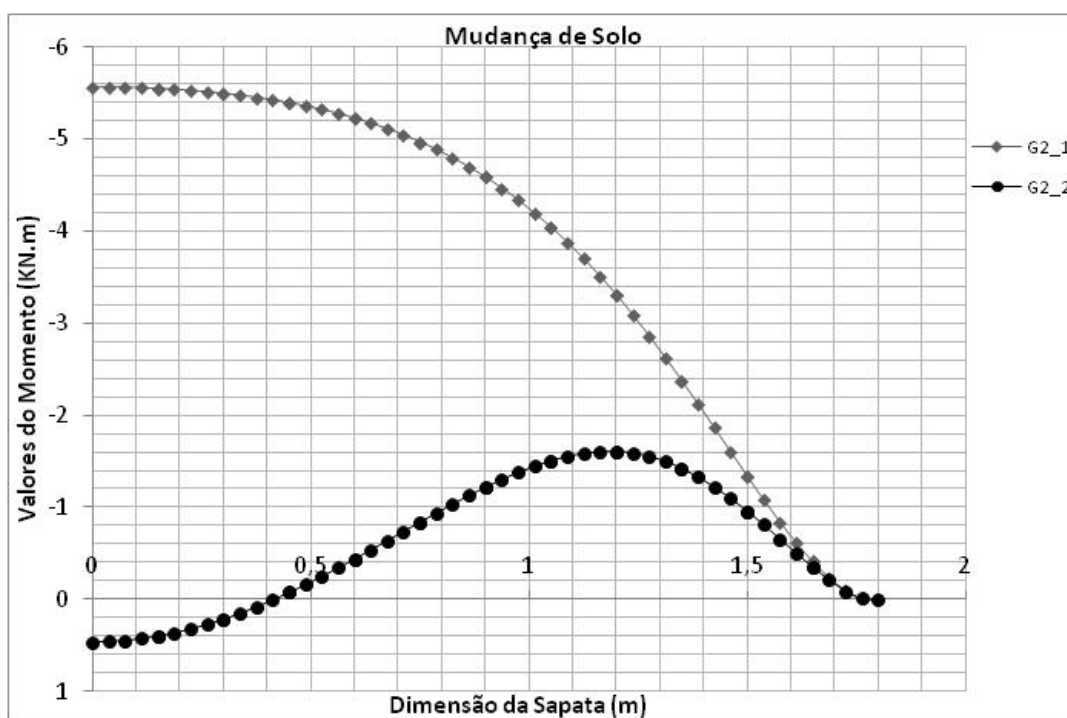


Figura 55. Diagrama de momentos flectores na sapata relativos ao efeito da mudança de solo de fundação.

A variação em termos de valores máximos de momento flector na sapata, ao se passar solo 1 para solo 2 é de 71%. Relativamente a valores máximos de assentamentos, verifica-se uma diminuição na ordem dos 64,25%.

#### 6.5.2.2. Mudança de Coesão, Solo 1 (G2\_1 vs G2\_3)

Quanto ao efeito relativo do valor da coesão no diagrama de momentos flectores na sapata, verifica-se que ao ser alterado o valor de 1kPa para 10kPa, o diagrama de momentos flectores que inicialmente apresentava apenas valores negativos passa a ser sempre positivo, com uma variação em termos de valores máximos de 477%. O valor do assentamento máximo aumenta 3,99%. O gráfico da Figura 56 mostra o efeito relativo da mudança da coesão no solo 1.

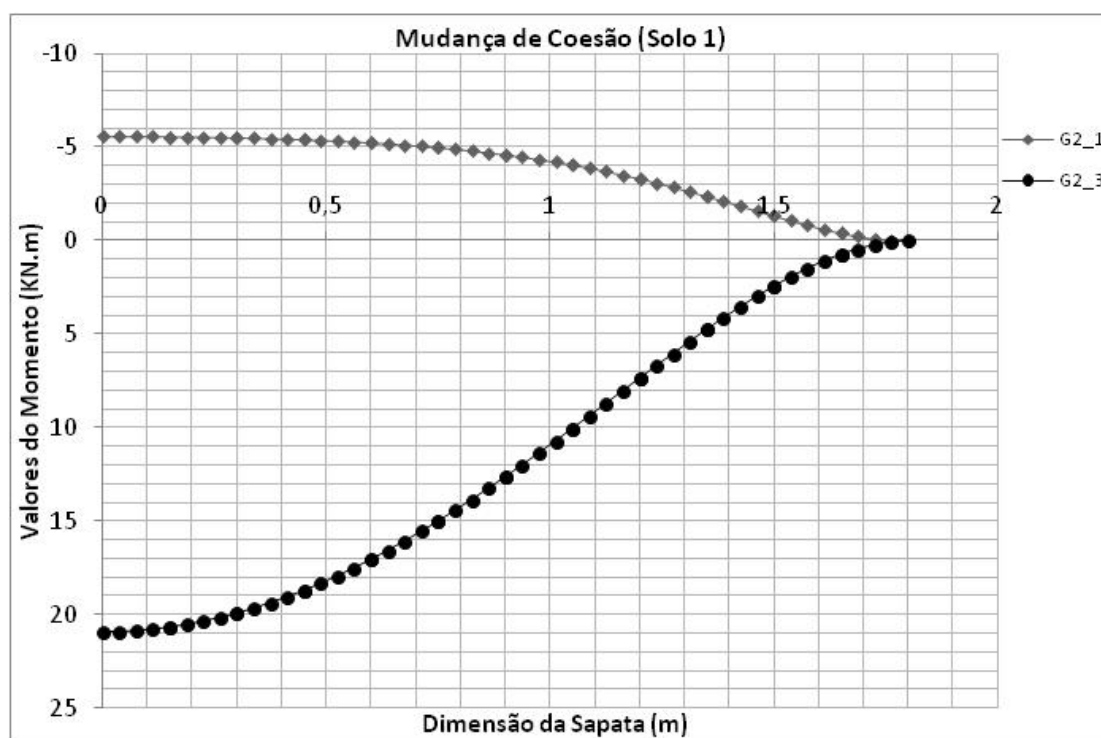


Figura 56. Diagramas de momentos flectores na sapata resultantes da mudança do valor da coesão no solo 1.

#### 6.5.2.3. Mudança de Coesão, Solo 2 (G2\_2 vs G2\_4)

Relativamente ao efeito do valor da coesão, desta vez em solo 2, o diagrama de momentos flectores na sapata, resultante do aumento da coesão de 1kPa para 10kPa é idêntico ao resultante da mesma alteração em solo 1, mas de valor máximo superior.

O diagrama de momentos flectores que inicialmente ( $c=1\text{kPa}$ ) oscilava entre negativo e positivo, agora ( $c=10\text{kPa}$ ) apresenta apenas valores positivos, tal como se pode observar na Figura 57.

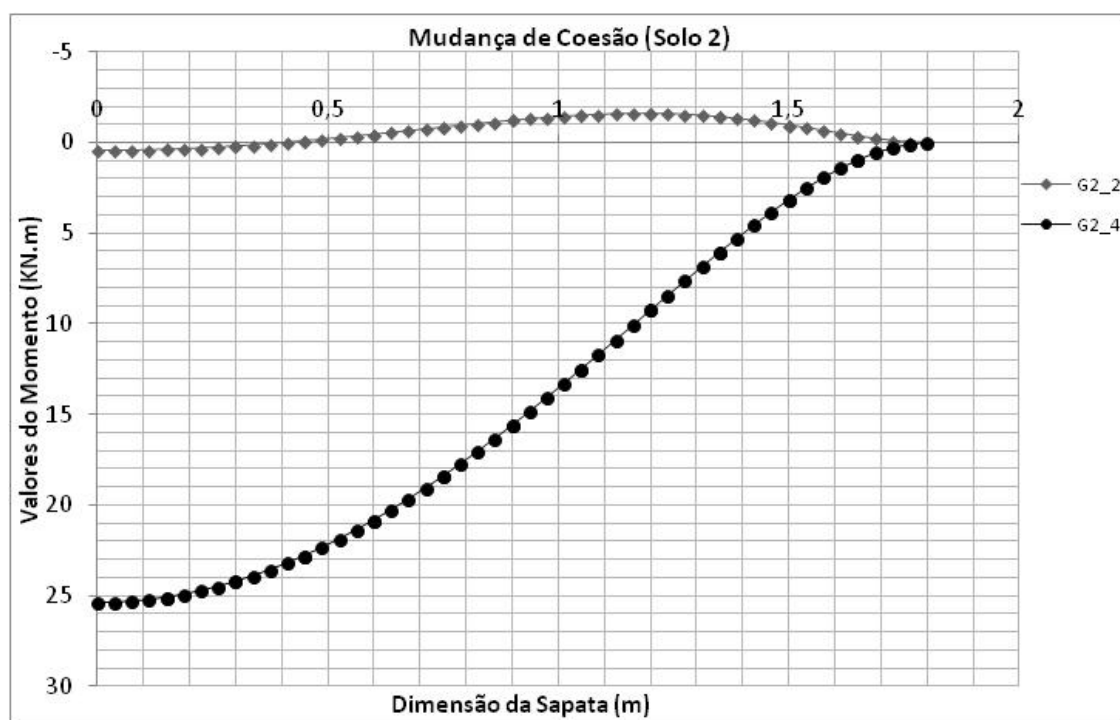


Figura 57. Diagrama de momentos flectores na sapata resultantes da mudança do valor da coesão no solo 2.

A variação obtida, relativamente a valores máximos, é de 1678% para o momento flector na sapata e de 2,23% relativamente à diminuição do assentamento.

#### 6.5.2.4. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação, Solos 1 e 2 (G2\_1 vs G2\_5; G2\_2 vs G2\_6)

Relativamente ao efeito da utilização de simplificações de simetria no diagrama de momentos flectores na sapata, o que se verifica é que os diagramas dos modelos com e sem simplificação são praticamente coincidentes, tanto nas sapatas assentes em solo 1 como em solo 2. Tal pode ser observado na Figura 58.

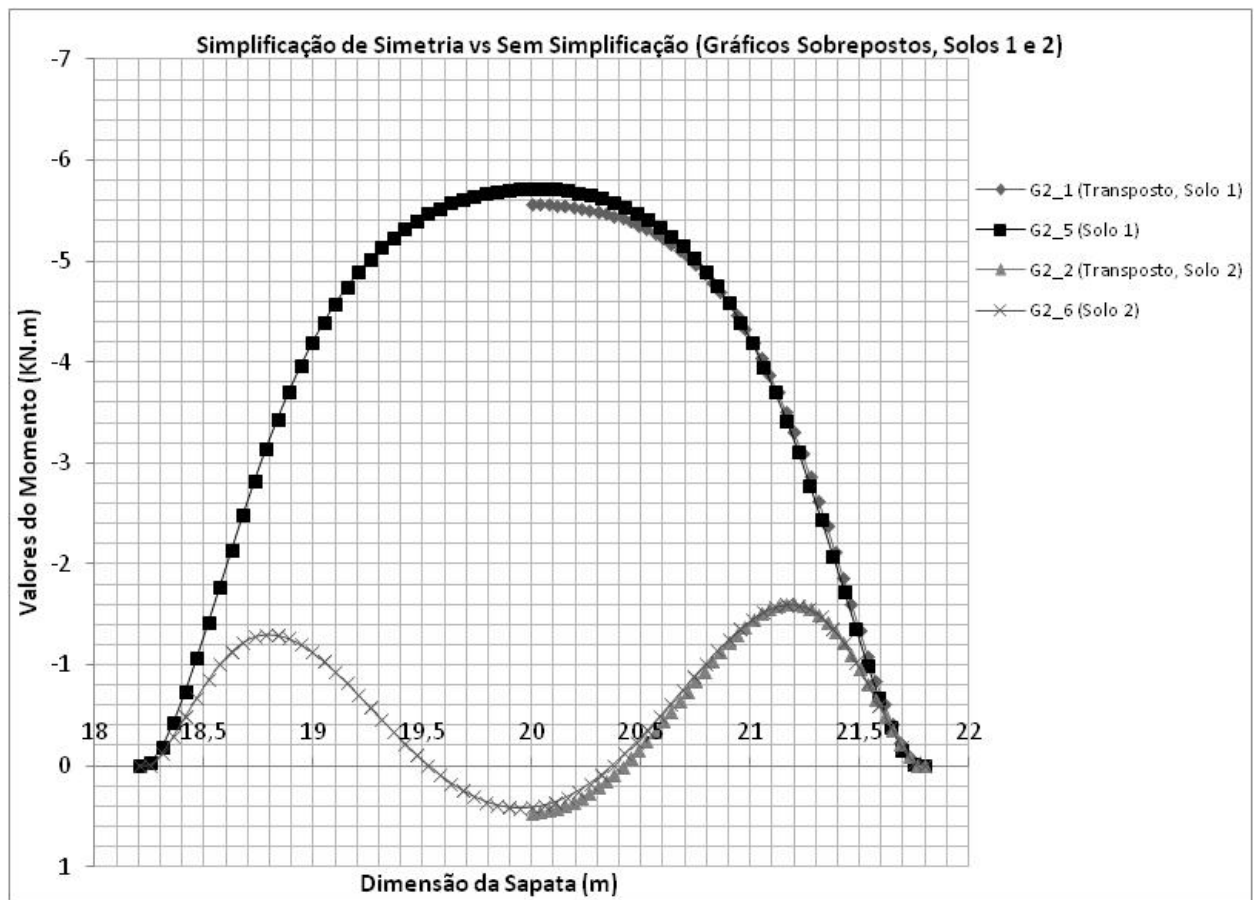


Figura 58. Diagramas de momentos flectores correspondentes ao efeito da simplificação de simetria nos solos 1 e 2.

Quanto às variações observadas, relativamente a valores máximos de momento flector, tendo por base o modelo simplificado, foram para o solo 1 no valor de 3% e no solo 2 de 1%, aproximadamente. Relativamente aos assentamentos máximos verifica-se um aumento de 1,4% para o solo 1 e uma diminuição de 2,23% para o solo 2 (tendo por modelo base o modelo com simplificação de simetria).

#### 6.5.2.5. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação, Solos 1 e 2, $c=10\text{kPa}$ (G2\_3 vs G2\_7; G2\_4 vs G2\_8)

Juntando-se uma alteração do valor da coesão na análise do efeito da simplificação de simetria, nos diagramas de momentos flectores da sapata, o que se obtém são diagramas de momentos flectores, para modelos com e sem simplificação, perfeitamente coincidentes, tal como se pode observar nos gráficos conjuntos da Figura 59.

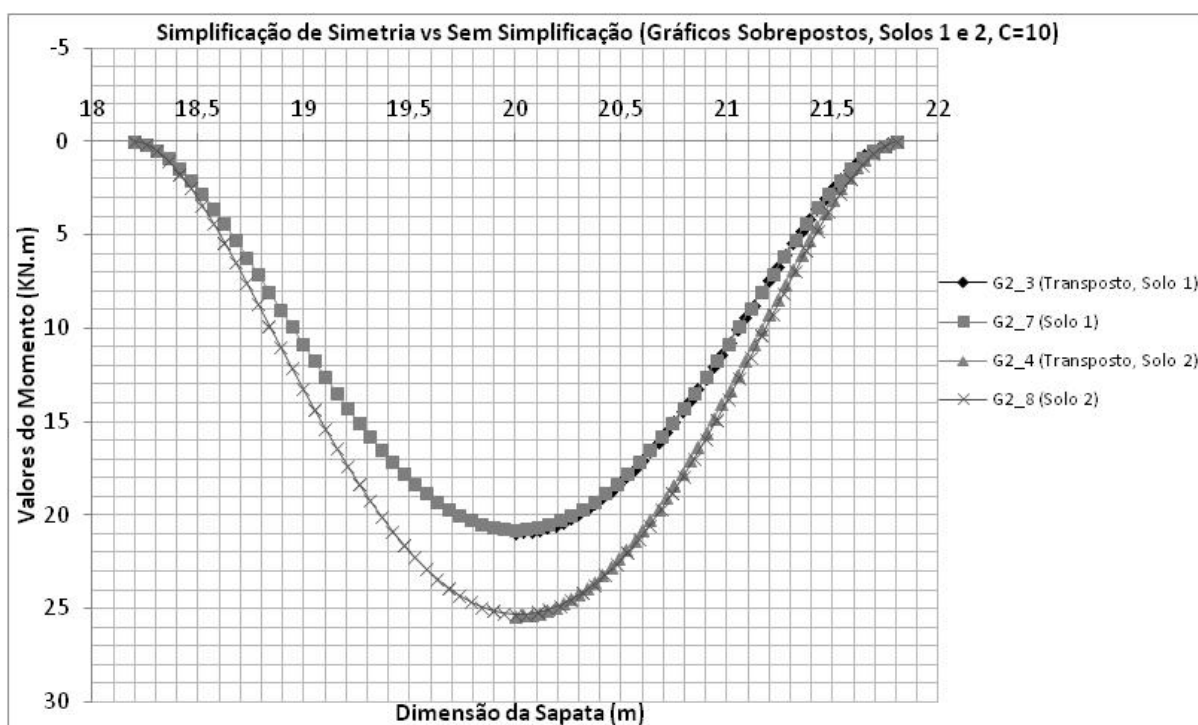


Figura 59. Diagramas de momentos flectores correspondentes aos modelos de análise do efeito da simplificação de simetria para os solos 1 e 2 com coesão no valor de 10kPa.

As variações obtidas para os solos 1 e 2, relativamente aos valores máximos dos diagramas de momentos flectores, são de 0,81% para o solo 1 e de 0,31% para o solo 2. Quanto ao valor dos assentamentos máximos verifica-se um aumento de 2,88% para o solo 1 e de 3,81% para o solo 2, passando do modelo com simplificação de simetria para o modelo sem simplificação.

#### 6.5.2.6. Malha de Elementos Finitos, Solo 1 (G2\_5 vs G2\_9)

Quanto ao efeito da malha de elementos finitos no diagrama de momentos flectores na sapata, o resultado da utilização de uma malha grosseira, quando comparado com uma malha fina, é o observado no gráfico da Figura 60.



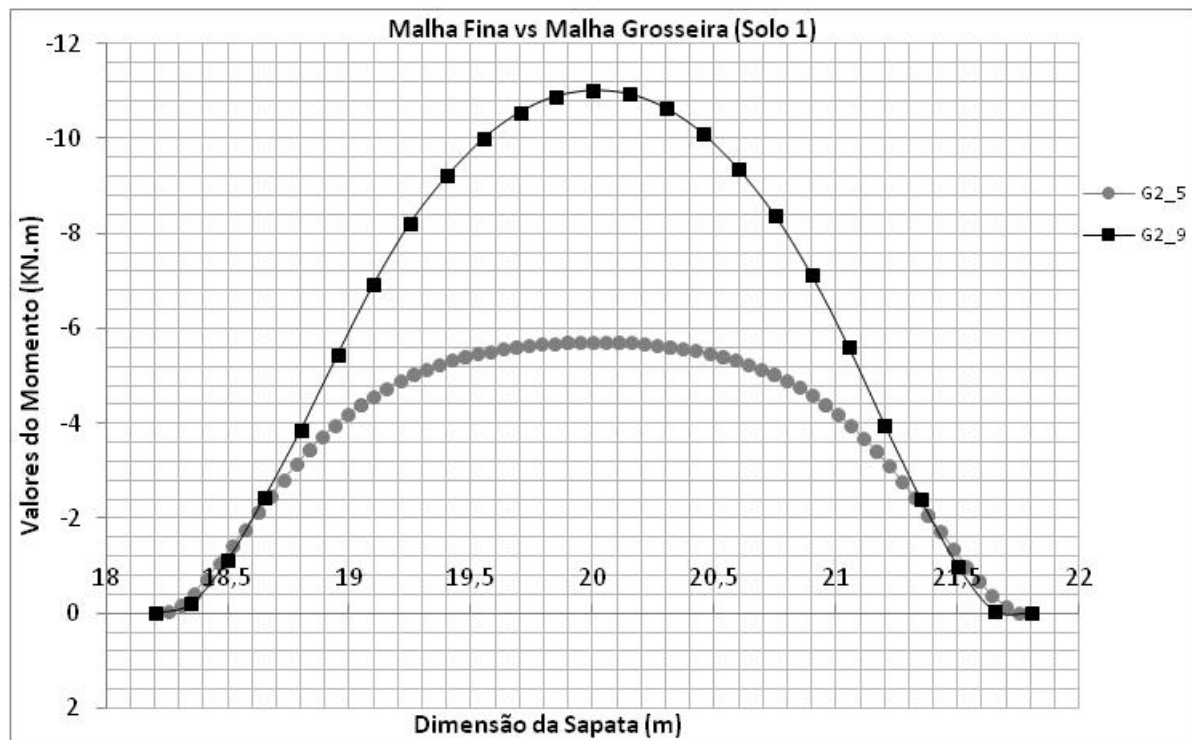


Figura 60. Diagramas de momentos flectores relativos ao efeito da mudança de malha de elementos finitos no solo 1.

Tal como se pode observar, a utilização de uma malha de elementos finitos grosseira resulta num diagrama de momentos flectores na sapata idêntico, em termos de configuração, ao resultante de um modelo com malha fina, mas de valores superiores. A variação relativamente aos valores máximos do diagrama de momentos flectores é de 93% e quanto ao valor do assentamento máximo é de 49,11%, aumentando, tendo por base o modelo com malha fina.

#### 6.5.2.7. Malha de Elementos Finitos, Solo 2 (G2\_6 vs G2\_10)

Quanto ao efeito da malha de elementos finitos no diagrama de momentos flectores na sapata, quando assente em solo 2, o resultado da utilização de uma malha grosseira, quando comparado com um modelo utilizando malha fina, é, tal como atrás, um diagrama de momentos flectores de configuração semelhante ao correspondente ao do modelo com malha fina, tal como apresenta a Figura 61.

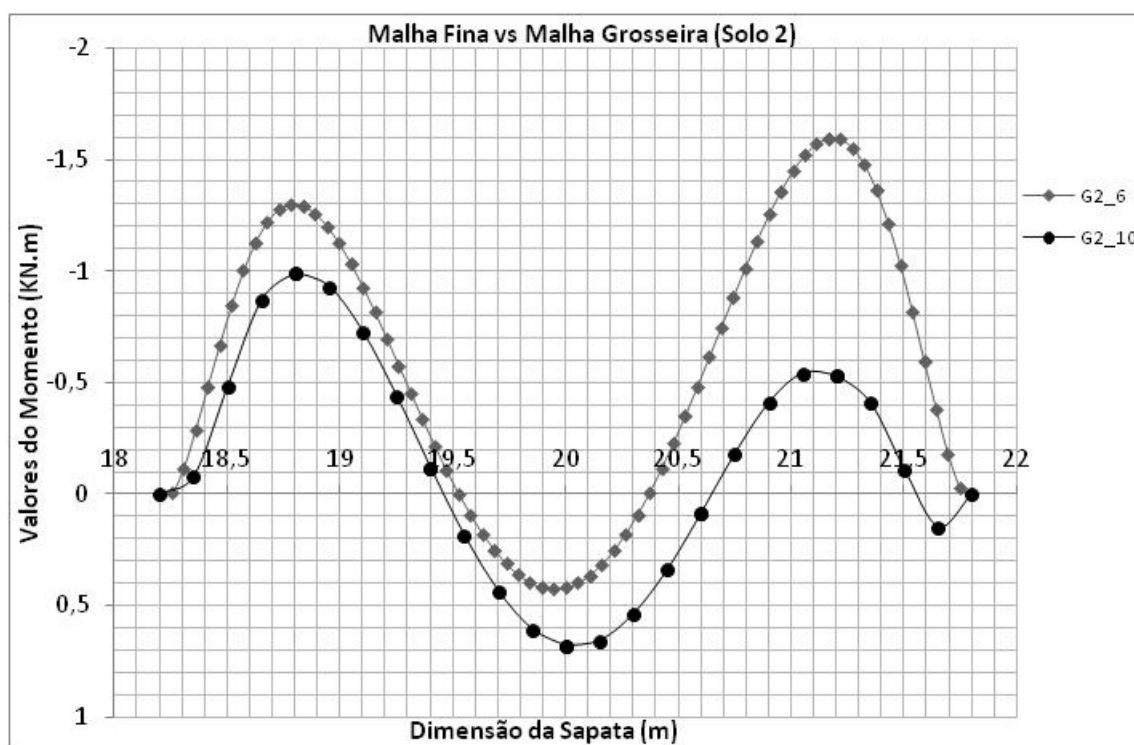


Figura 61. Diagramas de momentos flectores relativos ao efeito da mudança de malha de elementos finitos no solo 2.

Como se pode verificar, a configuração do diagrama de momentos flectores é semelhante em ambos os modelos, embora que o diagrama correspondente ao modelo com malha grossa apresente valores positivos superiores e negativos inferiores, relativamente ao diagrama do modelo com malha fina. Relativamente a valores máximos do diagrama de momentos flectores na sapata, a variação verificada é de 38%. Quanto a assentamentos máximos observa-se um aumento do assentamento ao se usar uma malha grossa, relativamente a um modelo com malha fina, na ordem dos 27,81%.

#### 6.5.2.8. Forma de Aplicação da Carga, Solos 1 e 2 (G2\_5 vs G2\_11 vs G2\_12; G2\_6 vs G2\_13 vs G2\_14)

Quanto ao efeito da forma de aplicação da carga na sapata, nos diagramas de momentos flectores, o resultado obtido é idêntico ao do grupo 1 para o mesmo parâmetro.

Tanto em solo 1 como em solo 2, tal como seria de esperar, o diagrama de momentos flectores apresenta valores tanto maiores quanto menor for a distância de distribuição da carga. Isto é, tal como se pode observar na Figura 62 para o solo 1 e Figura 63 para o solo 2, o diagrama de momentos flectores na sapata apresenta um aumento do momento máximo significativo ao se passar da carga distribuída por toda a sapata para estando apenas

distribuída segundo o efeito das bielas de compressão, e por sua vez, aumenta novamente o valor máximo ao se passar da forma anterior para a carga distribuída segundo as dimensões do pilar.

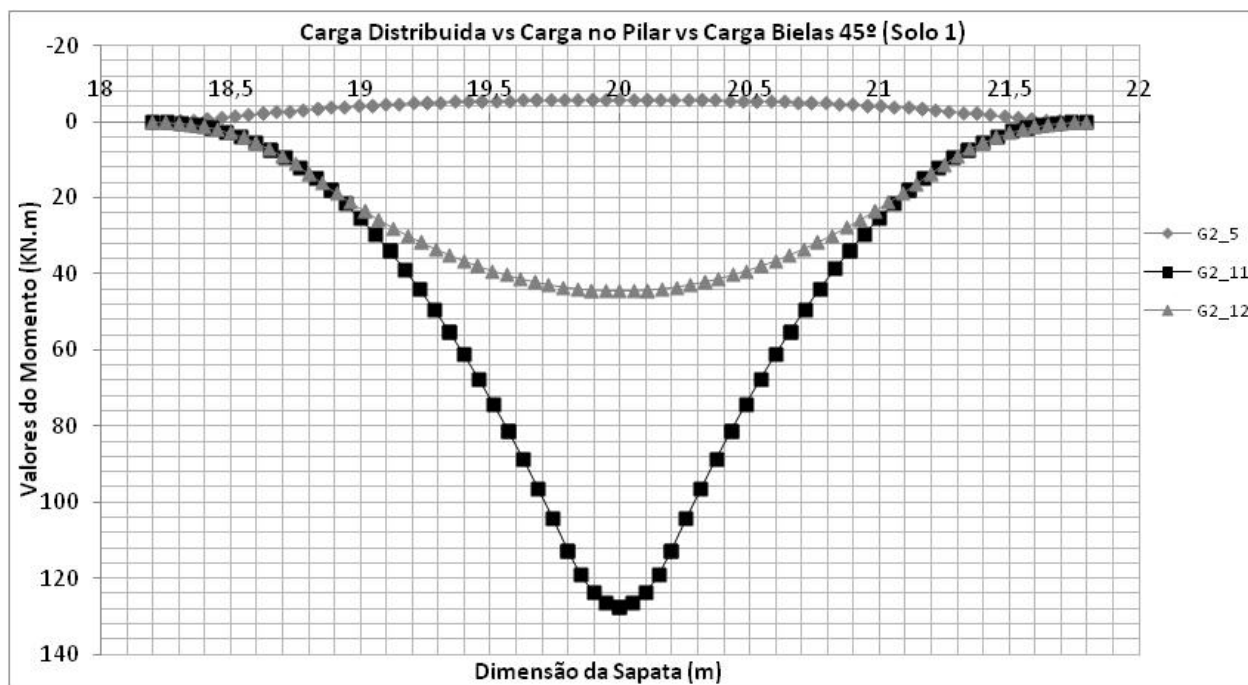


Figura 62. Diagramas de momentos flectores na sapata para efeito da forma de aplicação da carga, solo 1.

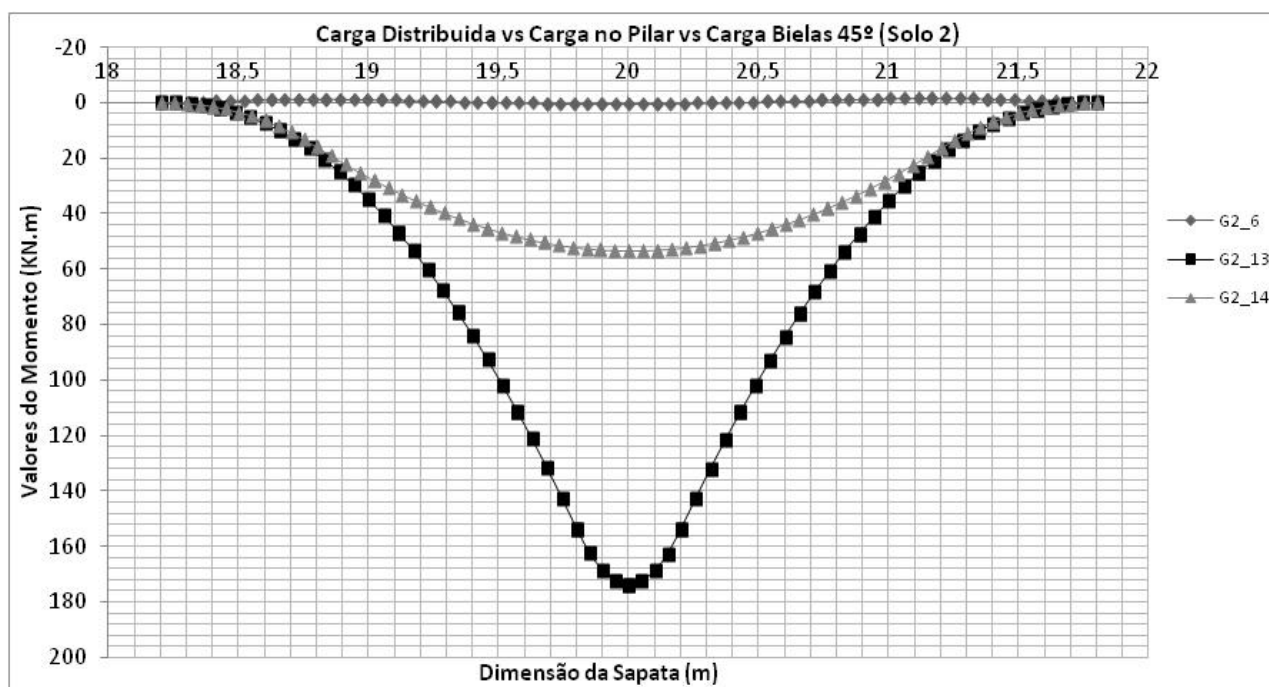


Figura 63. Diagramas de momentos flectores na sapata para efeito da forma de aplicação da carga, solo 2.

Relativamente aos máximos dos diagramas de momentos flectores, as variações obtidas para os modelos em solo 1 foram de 2329% para a passagem de carga distribuída para carga aplicada segundo as dimensões do pilar; 878% para a comparação entre carga distribuída e carga aplicada segundo o efeito das bielas de compressão e de 186% para a passagem da carga aplicada segundo o efeito das bielas de compressão para a carga aplicada segundo as dimensões do pilar.

Quanto à variação obtida para os modelos com solo 2, relativamente a valores máximos, é de 10967% para a passagem de carga distribuída por todo o elemento de barra para a carga aplicada segundo as dimensões do pilar; 3440% para a passagem da carga distribuída segundo todo o elemento de barra para a carga aplicada segundo o efeito das bielas de compressão e de 225% relativamente à passagem de carga aplicada segundo o efeito das bielas de compressão para a carga aplicada segundo as dimensões do pilar.

Relativamente aos assentamentos máximos, verifica-se em solo 1, um aumento do valor do assentamento ao se passar da carga distribuída por todo o elemento de barra para a carga distribuída apenas segundo as dimensões do pilar de 1,84%; um aumento do valor do assentamento ao se passar da carga distribuída por todo o elemento de barra para a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão de 4,20% e uma diminuição do valor do assentamento máximo passando do modelo com carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão para o modelo com a carga distribuída segundo as dimensões do pilar de 2,27%. Em solo 2 as respectivas variações de assentamentos máximos foram de 41,52% (aumento), 2,48% (aumento) e de 38,10% (aumento).

### 6.5.3. Grupo 3

Neste Grupo 3 efectua-se a análise do efeito relativo dos parâmetros atrás referidos no diagrama de momentos flectores das quatro sapatas da estrutura. Utilizaram-se 14 modelos para a realização do presente grupo de análise.

#### 6.5.3.1. Mudança de Solo (G3\_1 vs G3\_2)

Pode observar-se que a sapata central assente em solo 1 apresenta momentos negativos, enquanto a mesma sapata assente em solo 2, apresenta um diagrama de momentos flectores que oscila entre momento flector positivo a meio vão e momentos negativos nas extremidades da sapata. Quanto ao diagrama de momentos flectores na sapata de extremidade, em ambos os solos, apresenta configuração e valores semelhantes. A sapata assente em solo 2 apresenta

valores positivos superiores e negativos inferiores, relativamente à sapata assente em solo 1. Os diagramas de momentos flectores nas sapatas assentes em solo 1 e 2 podem observar-se no gráfico da Figura 64.

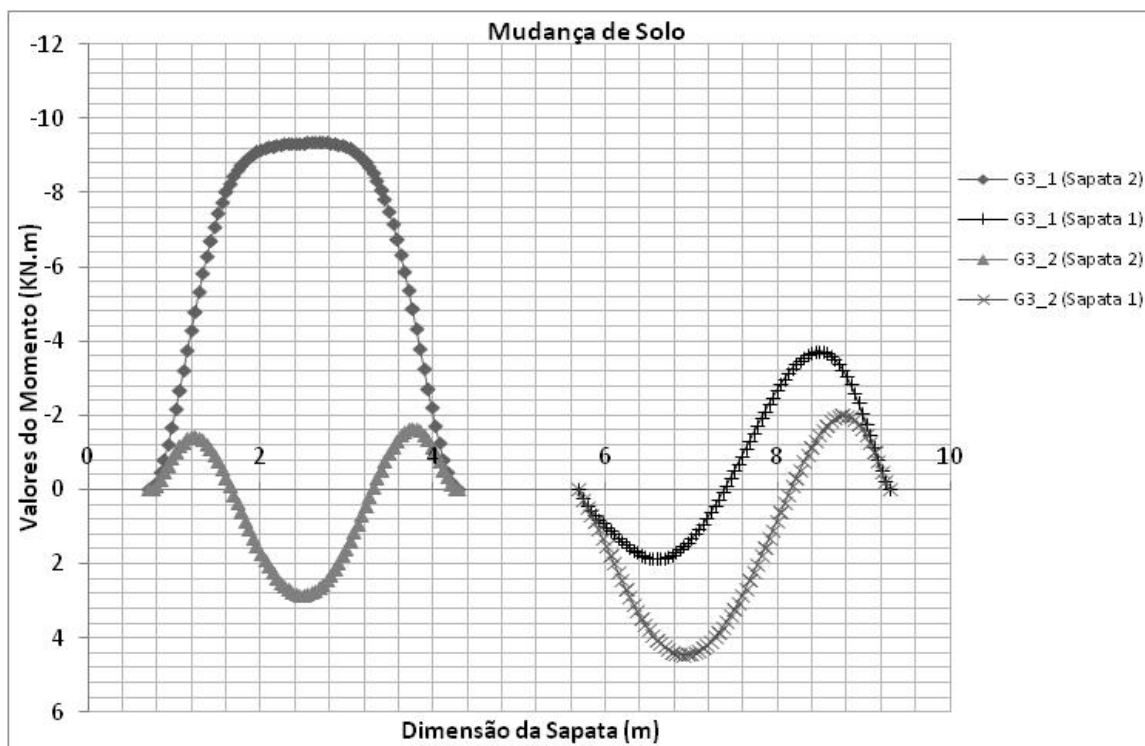


Figura 64. Diagramas de momentos flectores nas sapatas, assentes em solo 1 e 2.

Ao se efectuar a transição de solo 1 para solo 2, obtém-se uma variação, relativamente a valores máximos de 130% para a sapata central e de 220% para a sapata exterior.

Quanto ao assentamento máximo, a passagem de solo 1 para solo 2 traduz-se numa diminuição de 61,24%.

#### 6.5.3.2. Mudança de Coesão (Solos 1 e 2, G3\_1 vs G3\_3; G3\_2 vs G3\_4)

Com o aumento do valor da coesão de 1kPa para 10kPa, tanto no solo 1 como no solo 2, observa-se uma mudança do diagrama de momentos flectores nas sapatas, quer este fosse negativo quer oscilasse entre negativo e positivo, nos solos 1 e 2, para um diagrama de momentos flectores sempre positivo, em ambas as sapatas, em ambos os solos, tal como se pode observar no gráfico da Figura 65.

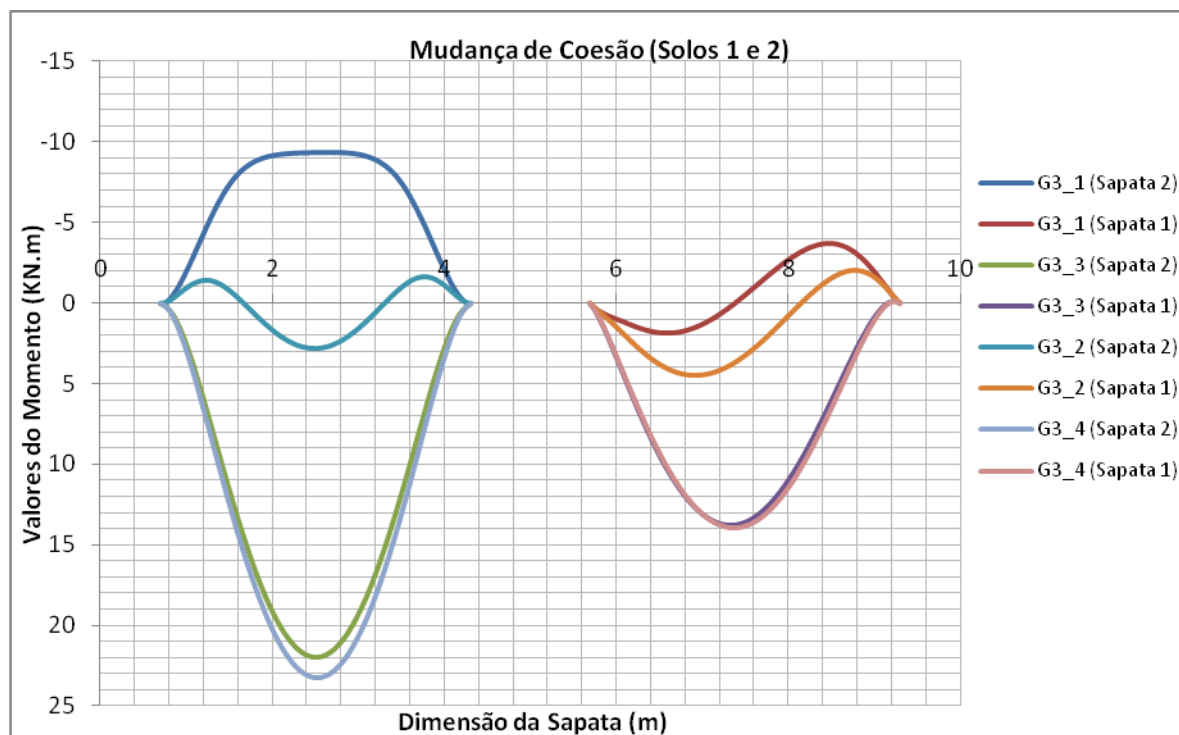


Figura 65. Diagramas de momentos flectores nas sapatas assentes em solo 1 e 2.

É curioso que tanto no solo 1 como no solo 2, os diagramas de momentos flectores apresentam aproximadamente a mesma configuração e os mesmos valores, quando a coesão do solo tem o valor de 10kPa.

Relativamente às variações obtidas quanto aos valores máximos de momento flector, ao ser alterado o valor da coesão de 1kPa para 10kPa, são de 335% para o solo 1 e de 720% para o solo 2. Quanto ao valor do assentamento máximo, as variações obtidas foram de um aumento de 7% para o solo 1 e uma diminuição de 2,50% para o solo 2. As restantes variações encontram-se na Tabela 15 (Anexo A).

#### 6.5.3.3. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação (Solo 1, G3\_1 vs G3\_5)

Relativamente ao parâmetro de simplificação de simetria, pode observar-se no gráfico da Figura 66 que ambos os modelos, com e sem simplificação, apresentam valores e configuração do diagrama de momentos flectores nas sapatas praticamente iguais, ou seja, coincidentes.

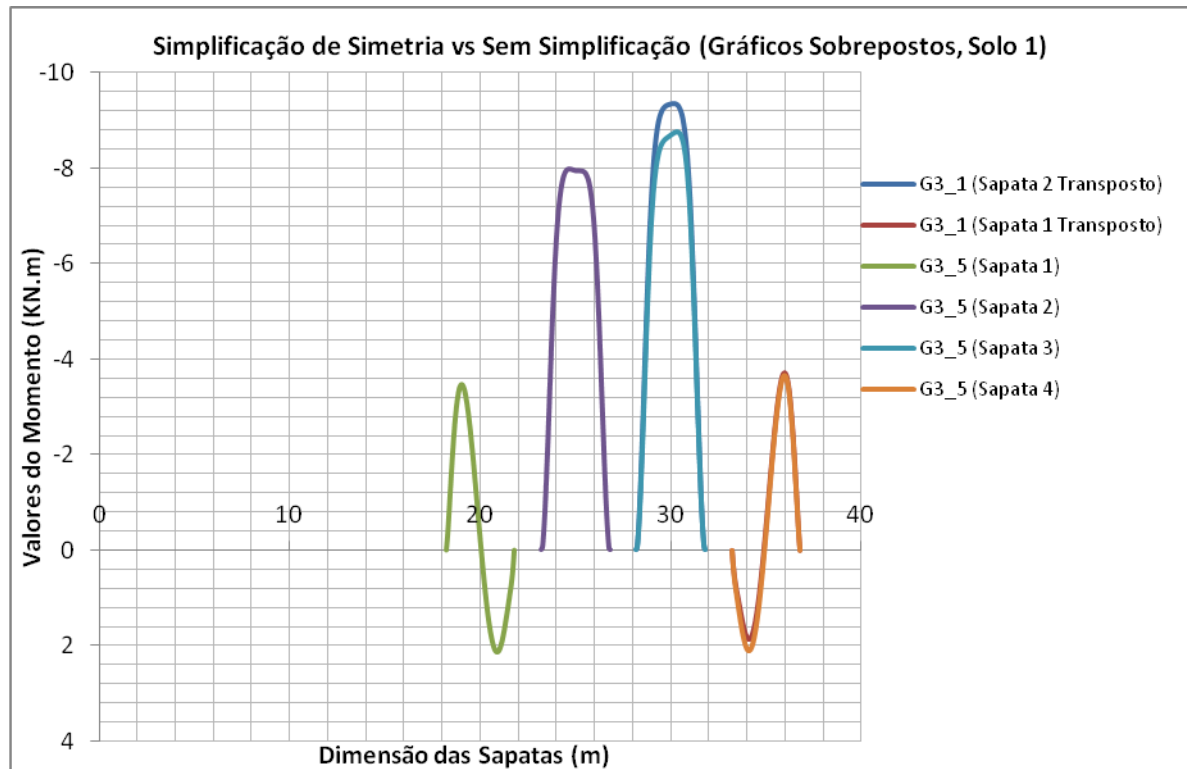


Figura 66. Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 1.

A variação, relativamente aos valores de momentos flectores máximos, ao comparar o modelo simplificado com o sem simplificação, é de aproximadamente 6,4% e 1,3% nas sapatas central e exterior, respectivamente. A mesma comparação traduz-se numa variação do assentamento máximo de 11,17%, sendo o valor superior correspondente ao modelo sem simplificação de simetria.

#### 6.5.3.4. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação (Solo 2, G3\_2 vs G3\_6)

Quanto ao mesmo factor de análise, agora com as sapatas assentes em solo 2, novamente e tal como na Figura 67 se observa, os diagramas de momentos flectores nas sapatas são praticamente coincidentes entre o modelo com simplificação de simetria e sem simplificação de simetria.

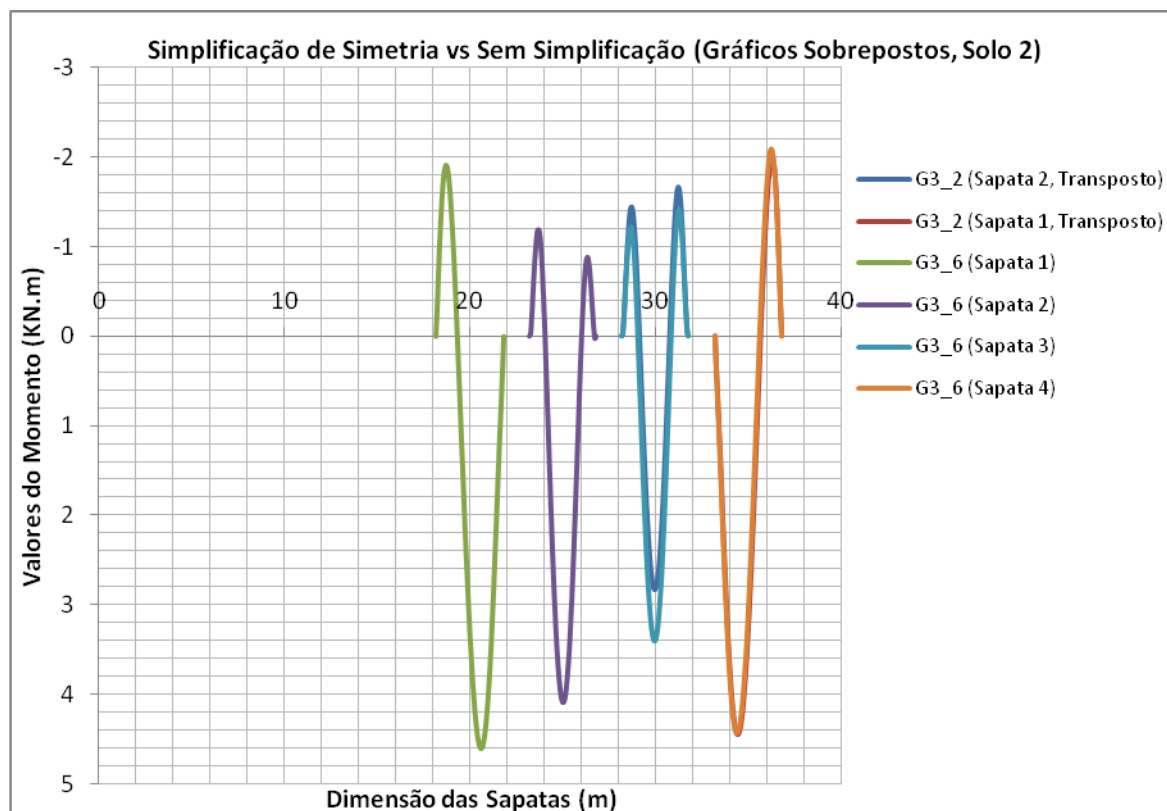


Figura 67. Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 2.

As variações obtidas em termos de valores máximos de momentos flectores, ao se efectuar a passagem de modelo simplificado para modelo sem simplificação são na ordem de 20,5% na sapata central e de 0,5% na sapata exterior. Quanto ao valor máximo do assentamento verifica-se um aumento de 0,38%.

#### 6.5.3.5. Simplificação de Simetria vs Sem Simplificação (Solos 1 e 2, $c=10\text{kPa}$ , G3\_3 vs G3\_7; G3\_4 vs G3\_8)

Alterando o valor da coesão para  $10\text{kPa}$  em ambos os solos e novamente efectuando a comparação dos modelos com e sem simplificação de simetria, o que se observa é uma quase perfeita coincidência nos diagramas de momentos flectores nas sapatas, tal como se pode observar na Figura 68 e Figura 69, correspondendo às sapatas assentes em solo 1 e em solo 2, ambos os solos com coesão no valor de  $10\text{kPa}$ .



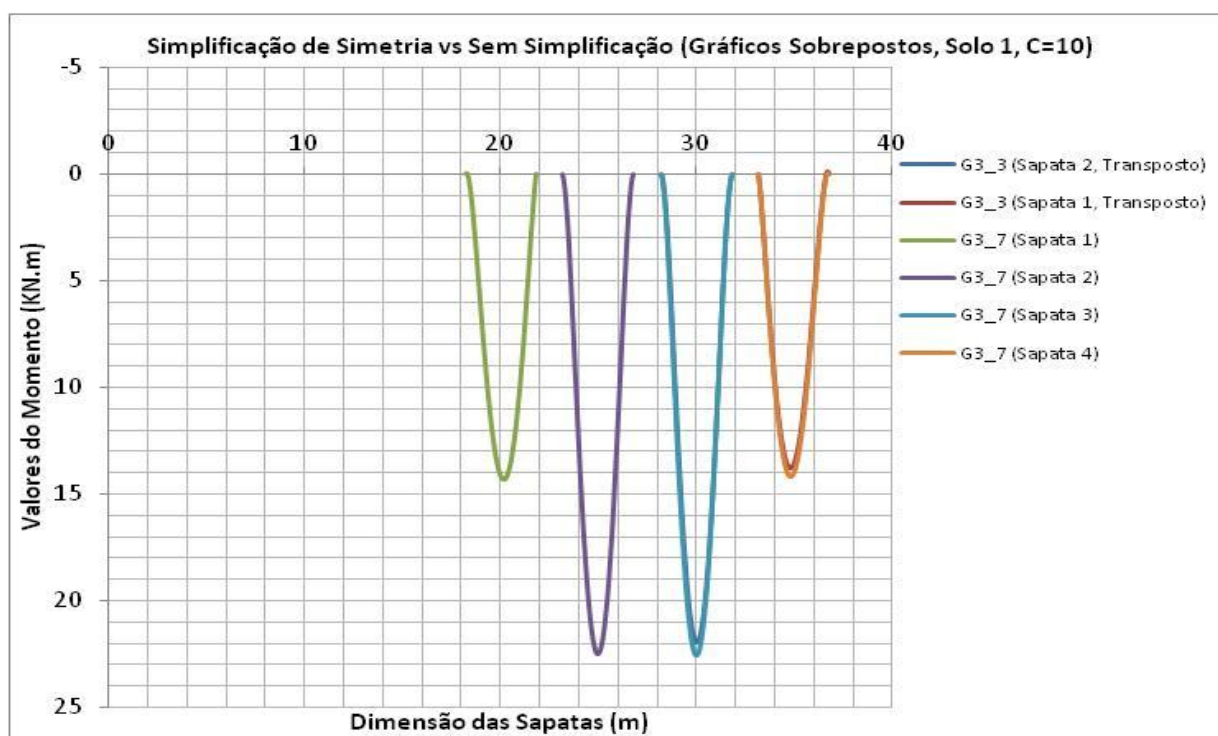


Figura 68. Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 1, com coesão no valor de 10kPa.

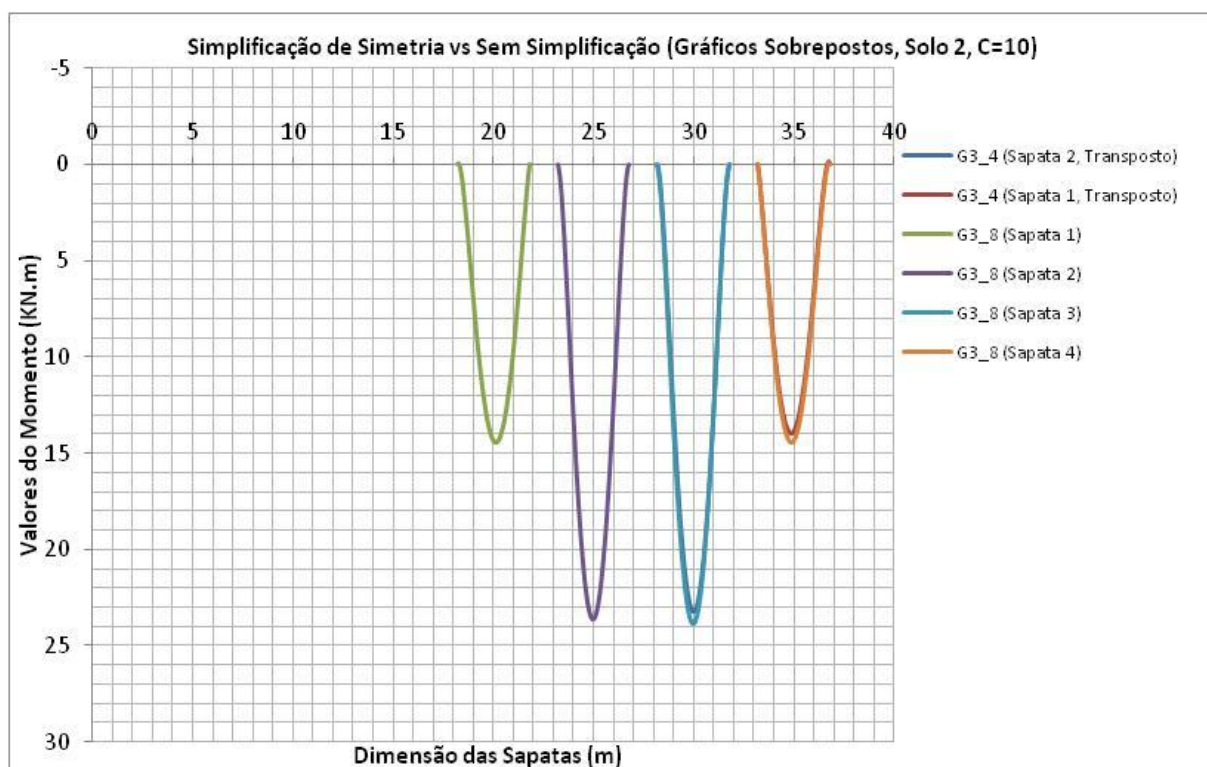


Figura 69. Diagrama de momentos flectores nas sapatas para modelos com e sem simplificação de simetria, assentes em solo 2, com coesão no valor de 10kPa.

A variação em termos de valores máximos do momento flector nas sapatas, passando de modelo simplificado para modelo sem simplificação é, em ambos os solos e em todas as sapatas, de aproximadamente 3%. O valor máximo do assentamento aumenta na ordem dos 0,28% em solo 1 e aumenta 0,59% para o solo 2.

#### 6.5.3.6. Malha Fina vs Malha Grosseira, Solos 1 e 2 (G3\_5 vs G3\_9; G3\_6 vs G3\_10)

No que diz respeito à análise do efeito relativo da malha de elementos finitos no diagrama de momentos flectores das sapatas, ambos os modelos foram realizados sem simplificação de simetria.

Quanto às sapatas assentes em solo 1 observou-se uma translação dos diagramas de momentos flectores, fazendo com que os momentos negativos se aproximassem de zero e os momentos positivos aumentassem de valor, ao passar do modelo com malha fina para o modelo com malha de elementos finitos grosseira. Pode observar-se o acima referido no gráfico da Figura 70.

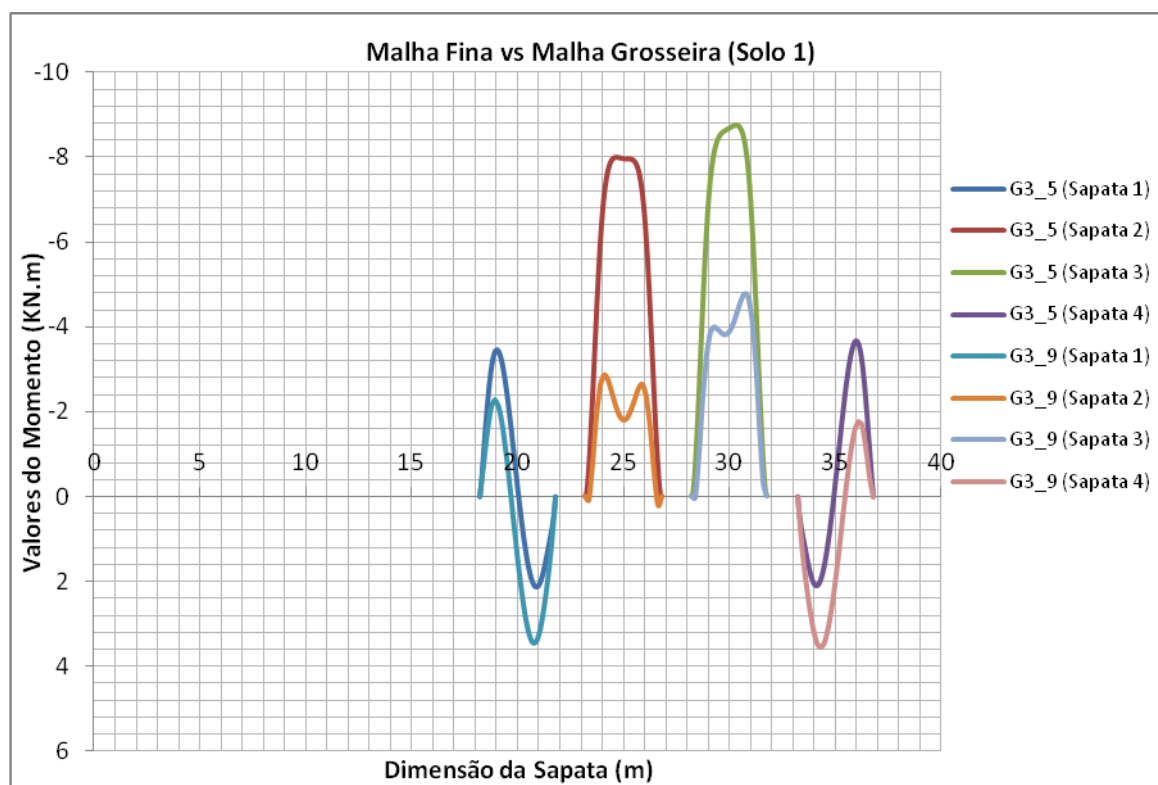


Figura 70. Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, com sapatas assentes em solo 1.

Quanto ao mesmo parâmetro, utilizando as sapatas assentes em solo 2, observa-se o mesmo resultado que se verificou para o solo 1, embora que, visto que no solo 2 os diagramas de momentos flectores nas sapatas são maioritariamente positivos, a mudança da malha de

elementos finitos de uma malha fina para uma malha grosseira, implicou um aumento dos valores do diagrama de momentos flectores, tal como se pode comprovar observando a Figura 71.

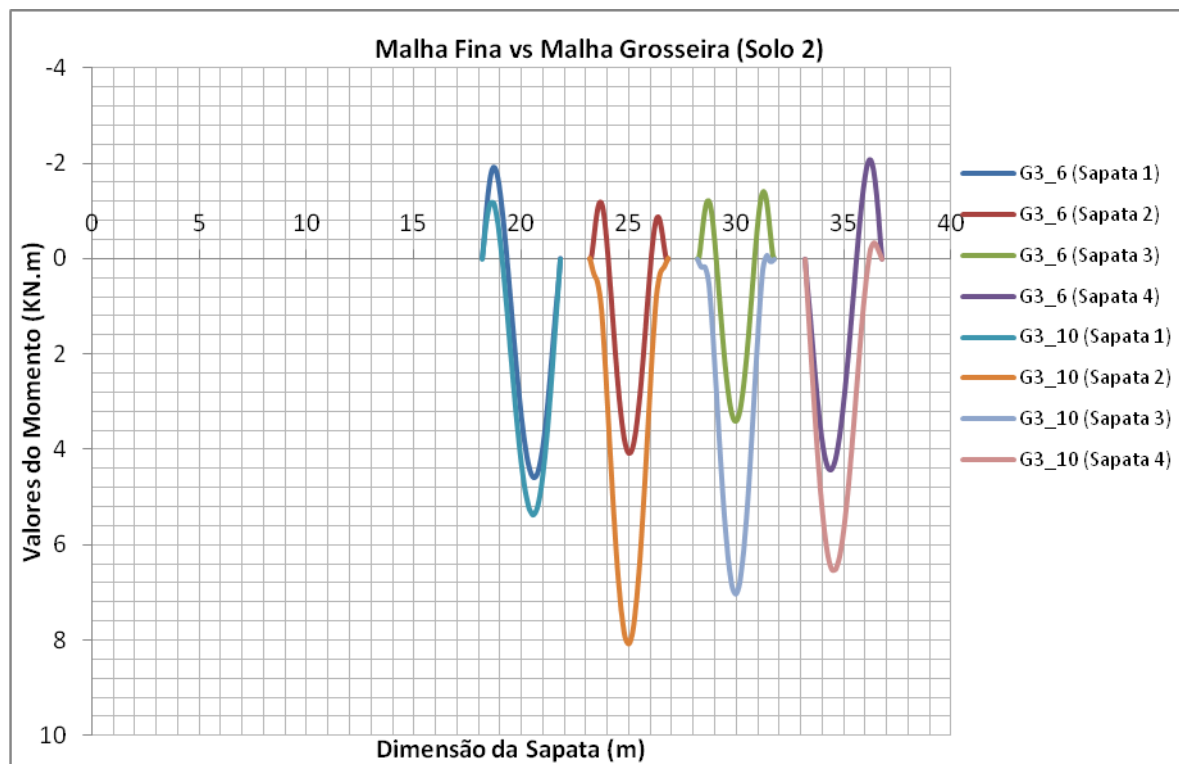


Figura 71. Diagrama de momentos flectores relativos ao parâmetro “Malha de Elementos Finitos”, com sapatas assentes em solo 2.

A variação máxima das sapatas assentes em solo 1 foi 199%, relativamente aos momentos flectores máximos, ao se passar de um modelo com malha fina para um modelo com malha grosseira. Quanto à variação máxima das sapatas assentes em solo 2, esta foi na ordem de 106%, também relativa a momentos flectores máximos. As restantes variações podem ser consultadas na Tabela 15 (Anexo A). Quanto ao valor dos assentamentos máximos observou-se uma diminuição de 0,30% para as sapatas assentes em solo 1 e de 0,10% para as sapatas assentes em solo 2.

#### 6.5.3.7. Forma de Aplicação da Carga (Solos 1 e 2, G3\_5 vs G3\_11 vs G3\_12; G3\_6 vs G3\_13 vs G3\_14)

Quanto à forma de aplicação da carga no elemento de barra, o resultado é similar ao obtido para os grupos anteriores. A configuração do diagrama de momentos flectores altera-se consoante a forma de aplicação da carga, como seria de esperar, aumentando ao se passar de um modelo com carga distribuída por todo o elemento de barra para um modelo com carga

distribuída segundo o efeito das bielas de compressão e, por sua vez, aumentando de forma bastante acentuada ao se passar do modelo com carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão para a carga distribuída segundo as dimensões do pilar.

Os diagramas de momentos flectores nas sapatas assentes em solo 1 podem ser observados nos gráficos da Figura 72.

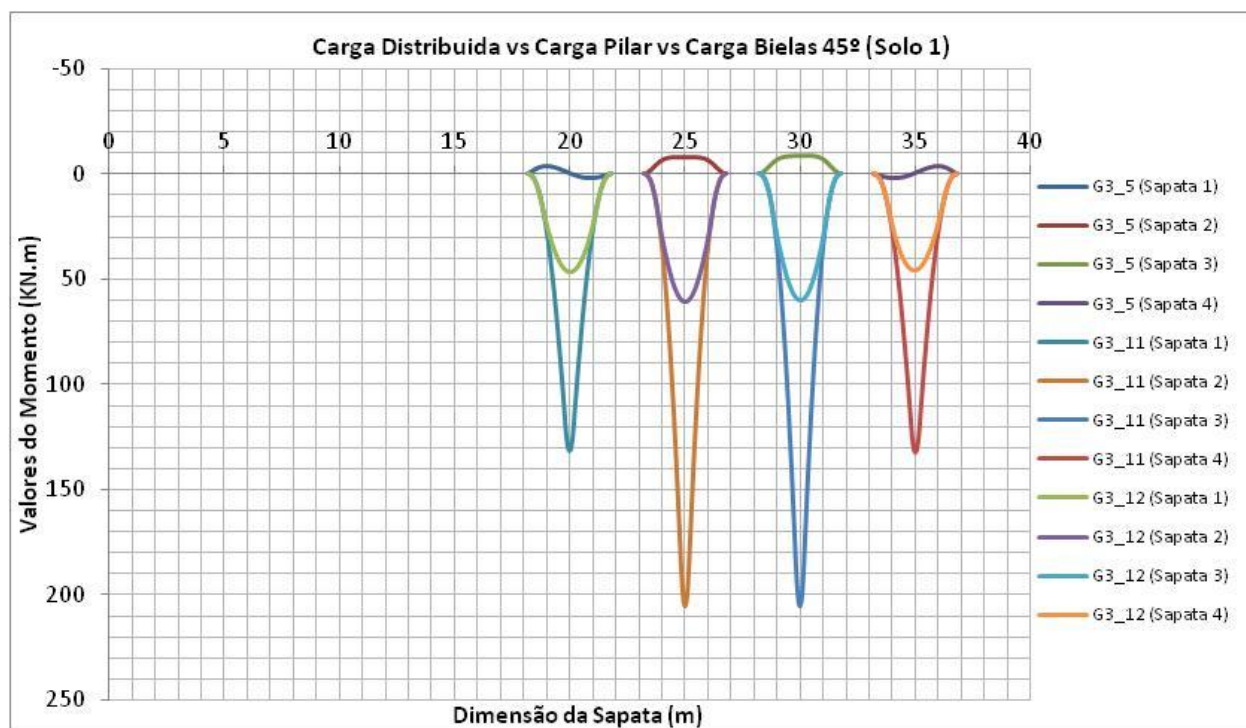


Figura 72. Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Forma de Aplicação da Carga”, no solo 1.

As variações máximas dos valores máximos dos momentos flectores das sapatas assentes em solo 1, são de 3902% quando se compara a carga distribuída segundo todo o elemento de barra com a carga distribuída segundo as dimensões do pilar; de 1438% quando se compara a carga distribuída por todo o elemento de barra com a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão; e de 241% quando se compara a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão com a carga distribuída segundo as dimensões do pilar.

Quanto ao efeito do mesmo parâmetro, desta vez quando aplicado às sapatas assentes em solo 2, os diagramas são idênticos aos relativos às sapatas assentes em solo 1, embora que de valores máximos superiores. Podem observar-se os diagramas de momentos flectores nas sapatas assentes em solo 2 na Figura 73.

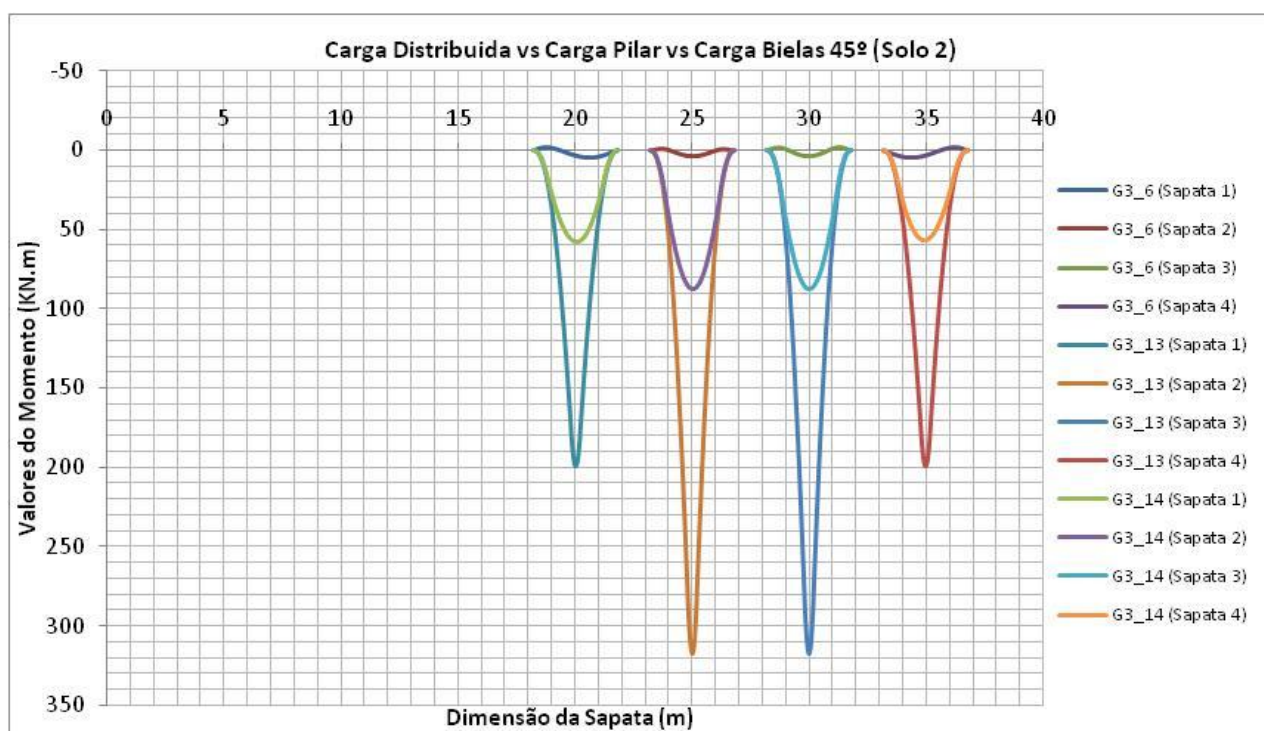


Figura 73. Diagramas de momentos flectores sobrepostos, relativos ao parâmetro “Forma de Aplicação da Carga”, no solo 2

As variações máximas dos valores máximos dos momentos flectores das sapatas assentes em solo 2, são de 9203% quando se compara a carga distribuída segundo todo o elemento de barra com a carga distribuída segundo as dimensões do pilar; de 2462% quando se compara a carga distribuída por todo o elemento de barra com a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão; e de 263% quando se compara a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão com a carga distribuída segundo as dimensões do pilar.

Relativamente aos assentamentos máximos, verifica-se em solo 1, um aumento do valor do assentamento ao se passar da carga distribuída por todo o elemento de barra para a carga distribuída apenas segundo as dimensões do pilar de 36,87%; um aumento do valor do assentamento ao se passar da carga distribuída por todo o elemento de barra para a carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão de 33,32% e um aumento do valor do assentamento máximo passando do modelo com carga distribuída segundo o efeito das bielas de compressão para o modelo com a carga distribuída segundo as dimensões do pilar de 2,66%. Em solo 2 as respectivas variações de assentamentos máximos foram de um aumento de 110,33%, 52,82% e de 37,63%.

#### 6.5.4. Grupo 4

Tal como atrás mencionado, no presente grupo de análise introduziu-se a utilização de perfis estratificados com o objectivo de estudar o comportamento das sapatas, quer isoladas quer em “conjunto”, relativamente a assentamentos. O perfil será constituído por um solo mais deformável no topo e uma camada de solo menos deformável, na base do perfil, a saber, o solo 1 e o solo 2, respectivamente, cujos parâmetros podem ser consultados na Tabela 7.

Fez-se variar as espessuras de ambos os estratos, sempre mantendo o estrato de solo mais deformável no topo, para se analisar o efeito da relação  $H_I/H_T$  no assentamento verificado na(s) sapata(s).  $H_I$  é a espessura do estrato superior e  $H_T$  a espessura total do perfil, tal como se pode observar na Figura 74. Mantiveram-se constantes os valores das cargas aplicadas nas sapatas, consoante o respectivo pilar, as características das sapatas, a distância entre as sapatas e os parâmetros dos solos. Utilizaram-se 93 modelos para a realização do presente grupo de análise. Salienta-se ainda que se seguiu, na análise efectuada, o trabalho de GHOSH et al. (2010).

Os perfis tipo são apresentados, de forma esquemática, na Figura 74 a) e b), para a análise de sapata isolada e das quatro sapatas respectivamente. Note-se que se utilizou simplificação de simetria em todos os modelos utilizados neste grupo, dado às vantagens que tal simplificação trás, tal como referido na secção 7. Os perfis representados na Figura 74 não se encontram à escala.

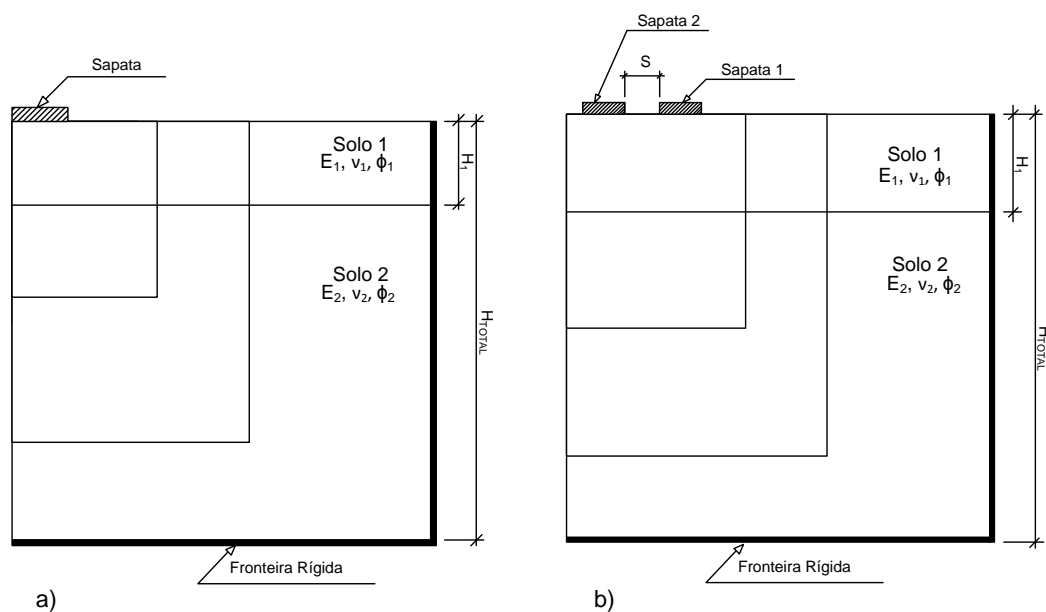


Figura 74. Esquema do modelo de análise para: a) sapata isolada; b) quatro sapatas.

Os valores relativos às características das sapatas podem ser consultados na Tabela 5 e os valores dos parâmetros dos solos encontram-se na Tabela 7. O valor de  $H_{TOTAL}$  é de 30m e  $S$  tem o valor de 1,4m.  $H_I$  fez-se variar de 1 até 29m.

Os resultados obtidos para a sapata 1 são os apresentados no gráfico da Figura 75, onde se relaciona o assentamento da sapata 1 com a razão  $H_I/H_T$ , analisando-se a sapata como sendo isolada.

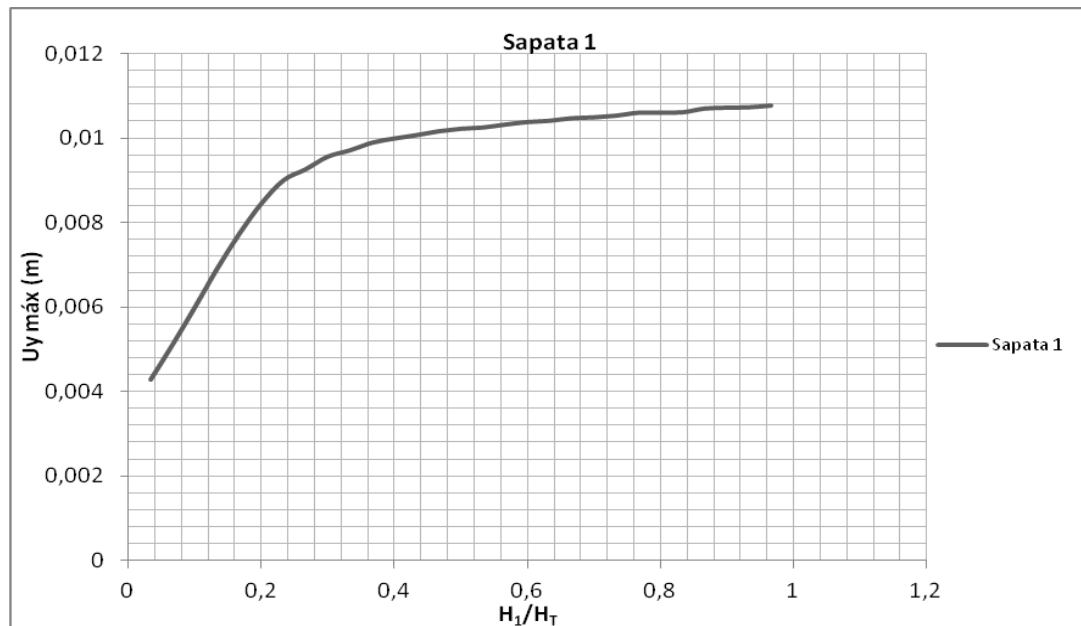


Figura 75. Relação entre assentamentos e  $H_I/H_T$  para a sapata 1.

Pode-se observar no gráfico da Figura 75 que o assentamento da sapata aumenta de forma acentuada até uma razão de  $H_I/H_T$  de aproximadamente 0,3, ou seja, sendo o estrato do solo do topo, mais deformável, cerca de 30% do perfil, tendendo depois o assentamento a manter-se constante, com o aumento da percentagem do solo mais deformável.

Relativamente aos assentamentos verificados na sapata 2, analisada de forma isolada, os resultados encontram-se no gráfico da Figura 76.

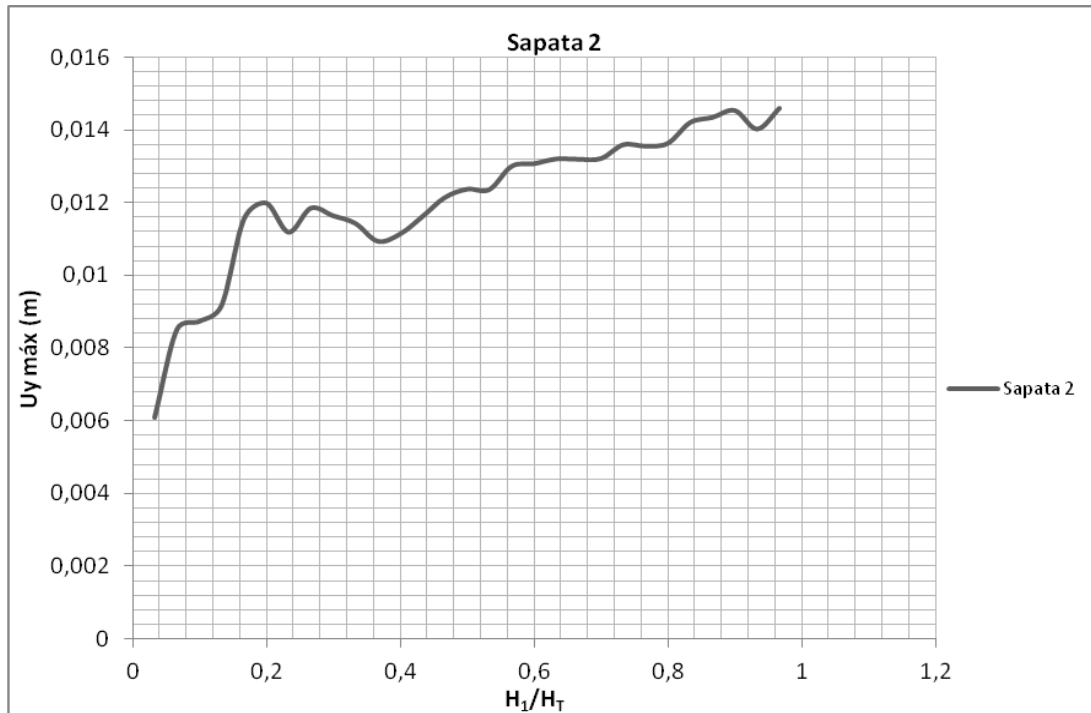


Figura 76. Relação entre assentamentos e  $H_1/H_T$  para a sapata 2.

Como se pode observar no gráfico da Figura 76, apesar da não uniformidade da curva, tal como acontece no caso da sapata 1 (Figura 75), ocorre também nesta sapata 2 um aumento significativo do assentamento até aproximadamente uma razão de  $H_1/H_T$  no valor de 0,2 (20% do perfil será o estrato superior, constituído por solo 1), e após esse ponto o valor do assentamento tende a estabilizar, ainda aumentando, embora que de forma bastante mais suave.

No que concerne às sapatas conjuntas, isto é, à análise das quatro sapatas no mesmo modelo, utilizando simplificação de simetria, tal como atrás referido, os valores obtidos para cada sapata, 1 e 2 respectivamente, encontram-se na Figura 77 e na Figura 78.



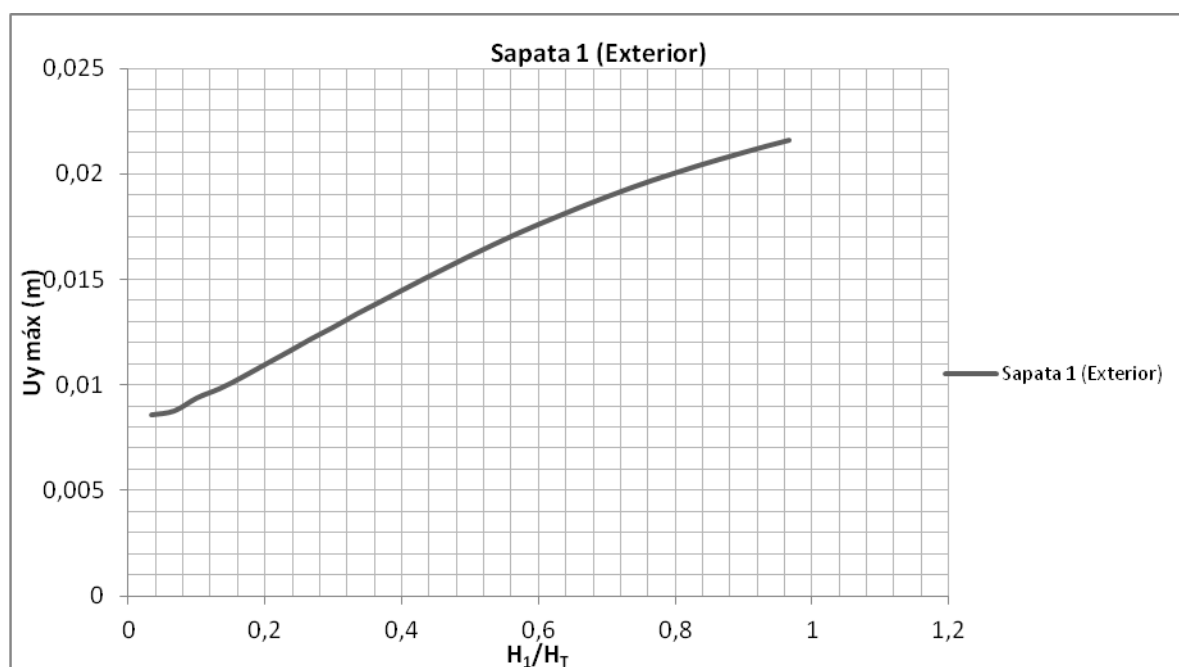


Figura 77. Relação entre assentamento e  $H_1/H_T$  para a sapata 1 na análise das quatro sapatas.

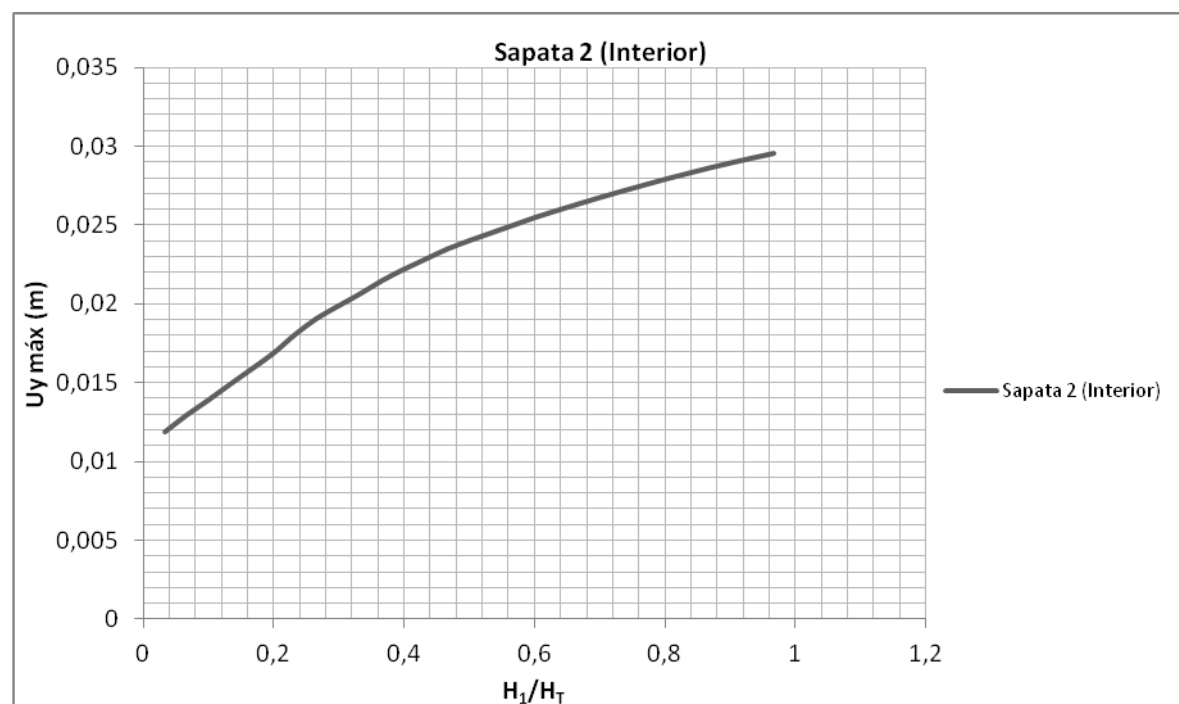


Figura 78. Relação entre assentamento e  $H_1/H_T$  para a sapata 2 na análise das quatro sapatas.

Tal como ilustram a Figura 77 e Figura 78, quando se trata de sapatas próximas, a interação entre elas influencia, como seria de esperar, o comportamento de cada uma relativamente a assentamentos. O que se pode observar na Figura 77 e Figura 78 é um aumento gradual do assentamento tanto na sapata 1 como na sapata 2, ao contrário do que se

verifica nos resultados das mesmas sapatas quando analisadas como isoladas, não existindo a tendência para se estabilizar este aumento do assentamento. Observa-se ainda que a sapata interior, sapata 2, verifica valores de assentamentos superiores à sapata exterior, sapata 1. Lembra-se que a sapata interior recebe maior carga que a sapata exterior, sendo esta uma das razões do valor de assentamento superior.

Comparando os valores obtidos para as sapatas 1 e 2, analisadas isoladamente e em conjunto, obtém-se os gráficos da Figura 79 e Figura 80, onde se sobrepõem os resultados obtidos para as sapatas analisadas isoladamente e para as respectivas sapatas quando analisadas em conjunto.

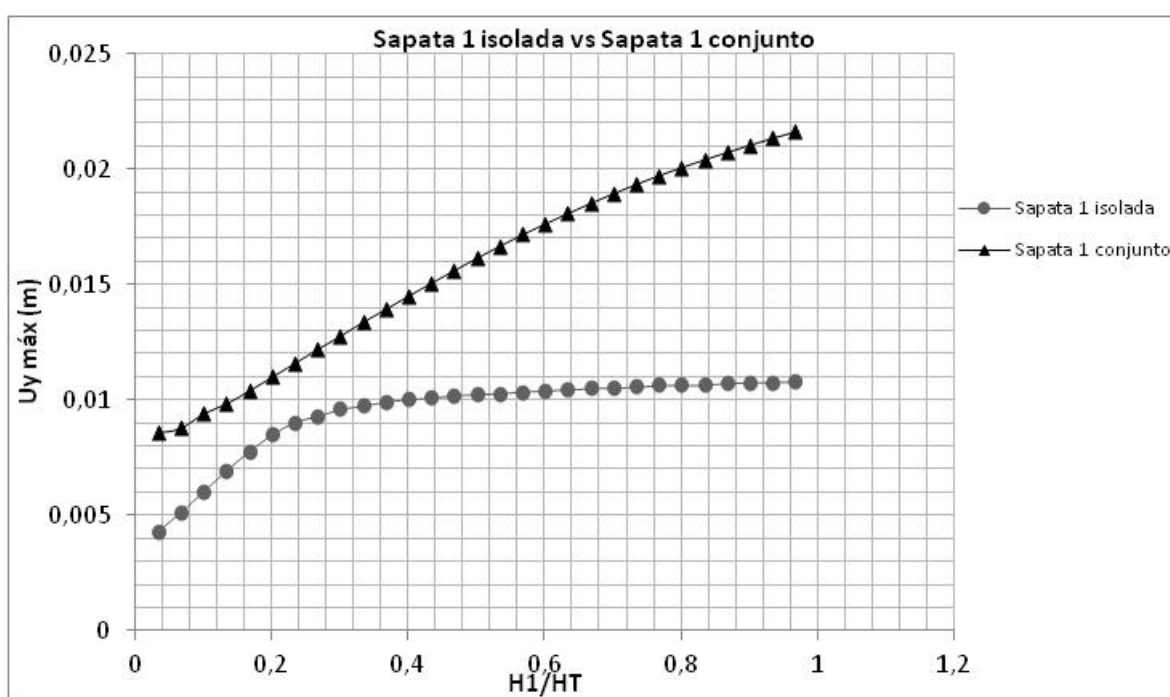


Figura 79. Comparação entre valores obtidos para sapata 1 isolada e respectiva sapata analisada em modelo conjunto.

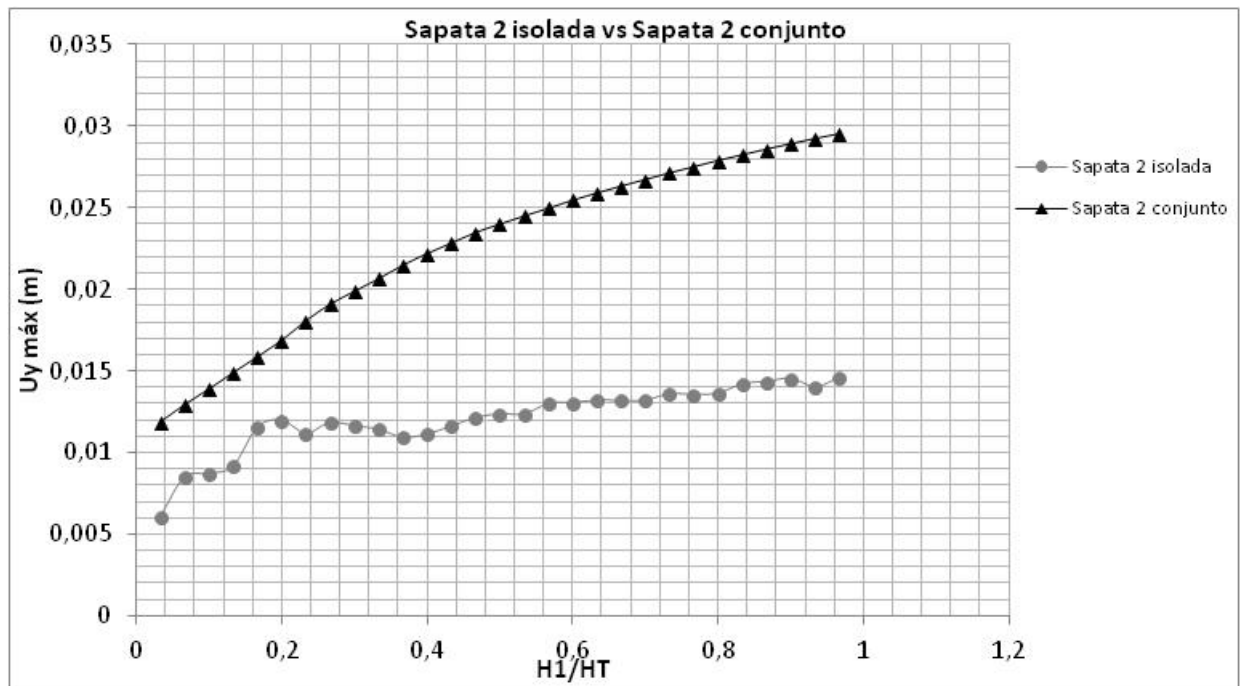


Figura 80. Comparação entre valores obtidos para sapata 2 isolada e respectiva sapata analisada em modelo conjunto.

Pode observar-se através da Figura 79 e da Figura 80 que os valores dos assentamentos relativos às sapatas 1 e 2 dos modelos com as quatro sapatas são sempre superiores relativamente aos mesmos valores, das respectivas sapatas, quando analisadas isoladamente, como seria de esperar. Obviamente que, quando se encontram várias sapatas a descarregar na mesma massa de solo, com pouco espaçamento entre as mesmas, esta massa de solo está sujeita a bastante mais tensão do que se apenas se verificasse uma daquelas sapatas a descarregar nesta massa.

Não se confunda a comparação efectuada na Figura 79 e Figura 80 com o trabalho de GHOSH et al. (2010). Tal como apresentado na secção 2.6, em GHOSH et al. (2010), a sapata isolada que é relacionada com a presença de outra de igual tamanho tem o carregamento equivalente ao total das duas sapatas separadas. No presente documento, os assentamentos das sapatas isoladas não são comparáveis aos verificados nas mesmas sapatas quando modeladas em conjunto, pois o carregamento não é comparável (o carregamento de cada sapata é o respectivo, consoante a sua posição na estrutura em análise, e não o mesmo em intensidade, quer se analise apenas uma sapata isolada quer se analise as quatro). Por outro lado, em GHOSH et al. (2010), o perfil apresenta o estrato menos deformável acima do estrato de solo mais deformável, enquanto no presente estudo o perfil apresenta o estrato mais deformável acima do estrato menos deformável.

No presente documento pretende observar-se o assentamento da sapata quando tratada/analizada de forma isolada e o assentamento da respectiva sapata quando sob o efeito das vizinhas sapatas (situação real *in situ*). No entanto, obviamente que se poderá tirar conclusões para o presente estudo, aproveitando o estudo realizado por GHOSH et al. (2010), já mencionado. O facto de, o assentamento de cada sapata observado quando estas são modeladas em conjunto, ser superior ao registado quando as mesmas sapatas são modeladas como isoladas, vem confirmar o efeito da proximidade em fundações superficiais, relativamente a assentamentos, apresentado por GHOSH et al. (2010).

Relativamente às tensões observadas no perfil, quando do carregamento correspondente à sapata 1, sapata 2 e quatro sapatas, tanto em solos 1 e 2 (homogéneos) como para o perfil estratificado, os resultados obtidos são os apresentados na Tabela 10, na Tabela 11 e na Tabela 12. Salienta-se que para os perfis estratificados apenas se apresenta o caso em que ocorre o ponto de inflexão das curvas de assentamentos da Figura 75 e da Figura 76, para a sapata 1 e sapata 2, respectivamente, a saber, solo 2 a 9m e a 6m. Na Tabela 12, onde se apresentam os resultados obtidos para as quatro sapatas, mostram-se como perfis estratificados, novamente, os correspondentes aos pontos de inflexão das curvas atrás mencionadas.

Tal como se pode observar na Tabela 10, no que diz respeito às tensões observadas na massa de solo, para o carregamento correspondente à sapata 1, verifica-se que quanto às tensões verticais  $\sigma_y$ , quanto maior for a percentagem de solo 2 no perfil, maior será o seu valor máximo, ou seja, o perfil constituído apenas por solo 2 apresenta a maior tensão vertical máxima, seguido do perfil estratificado e por fim, com menor valor máximo de tensão vertical, o perfil constituído por solo 1 (homogéneo).

Quanto às tensões de corte  $\tau$ , sucede o mesmo que para as tensões verticais, ou seja, quanto maior a quantidade de solo 2 no perfil maior o valor máximo da tensão de corte.

Curiosamente, relativamente às tensões horizontais  $\sigma_x$  e  $\sigma_z$ , o que se observa é que o perfil constituído por solo 1 (homogéneo) apresenta valores máximos de tensões horizontais superiores, seguido do perfil homogéneo constituído por solo 2 e sendo o perfil estratificado aquele que apresenta valores mais baixos para as tensões horizontais máximas.

Quanto à sapata 2, o que se pode observar na Tabela 11 é similar ao anteriormente explanado para a sapata 1, ou seja, a tensão vertical  $\sigma_y$  e de corte  $\tau$  são tanto maiores quanto maior a percentagem de solo 2 no perfil.

Relativamente às tensões horizontais máximas  $\sigma_x$  e  $\sigma_z$ , estas apresentam-se superiores para os perfis homogéneos que para o perfil estratificado, sendo o perfil constituído apenas por solo 1 aquele que apresenta valores superiores.

Igualmente, no que diz respeito às tensões obtidas para a modelação conjunta das quatro sapatas (utilizando simplificação de simetria), tal como ilustra a Tabela 12, o que se pode observar é que a tensão vertical máxima  $\sigma_y$  é tanto superior quanto maior a quantidade de solo 2 no perfil. O mesmo é observado para as tensões de corte máximas  $\tau$ .

As tensões horizontais, novamente, são superiores para os perfis homogéneos que para os perfis estratificados, sendo o perfil constituído por solo 1 aquele que apresenta maiores valores para as tensões horizontais máximas.

Salienta-se que os valores máximos das tensões observadas na massa de solo, para os diferentes perfis, apresentam uma variação bastante pequena relativamente aos valores máximos, quer alterando o carregamento, mudando de sapata 1 para sapata 2, sendo modeladas como isoladas, quer modelando as sapatas conjuntamente. Também as variações relativas à mudança de solo quer de solo 1 para solo 2 como para solo estratificado são bastante baixas. A variação das tensões em função do carregamento pode ser observada na Tabela 9.

Tabela 9. Variação da tensão em função do carregamento.

Tensão (kN/m <sup>2</sup> )	sapata 1	sapata 2	variação	tensão	sapata 1	4 sapatas	variação	tensão	sapata 2	4 sapatas	variação
$\sigma_y$ solo 1	-546,8	-548,22	0,26%	$\sigma_y$ solo 1	-546,8	-575,43	5,24%	$\sigma_y$ solo 1	-548,22	-575,43	4,96%
$\sigma_y$ solo 2	-606,63	-609,08	0,40%	$\sigma_y$ solo 2	-606,63	-634,9	4,66%	$\sigma_y$ solo 2	-609,08	-634,9	4,24%
$\sigma_x$ solo 1	-316,5	-317,1	0,19%	$\sigma_x$ solo 1	-316,5	-328,76	3,87%	$\sigma_x$ solo 1	-317,1	-328,76	3,68%
$\sigma_x$ solo 2	-309,04	-309,85	0,26%	$\sigma_x$ solo 2	-309,04	-318,45	3,04%	$\sigma_x$ solo 2	-309,85	-318,45	2,78%
$\sigma_z$ solo 1	-316,5	-317,1	0,19%	$\sigma_z$ solo 1	-316,5	-328,76	3,87%	$\sigma_z$ solo 1	-317,1	-328,76	3,68%
$\sigma_z$ solo 2	-309,04	-309,85	0,26%	$\sigma_z$ solo 2	-309,04	-318,46	3,05%	$\sigma_z$ solo 2	-309,85	-318,46	2,78%
$\tau$ solo 1	19,03	22,84	20,02%	$\sigma_{xy}$ solo 1	19,03	-38,15	-300,47%	$\sigma_{xy}$ solo 1	22,84	-38,15	-267,03%
$\tau$ solo 2	23,44	27,32	16,55%	$\sigma_{xy}$ solo 2	23,44	-50,94	-317,32%	$\sigma_{xy}$ solo 2	27,32	-50,94	-286,46%

As variações das tensões em função do perfil encontram-se na Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19 do Anexo A.

Tabela 10. Tensões obtidas para o carregamento correspondente à sapata 1 (Bolbos e respectivas tensões máximas).  
No perfil estratificado o solo 2 encontra-se a 9m.

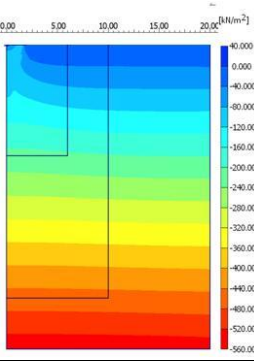
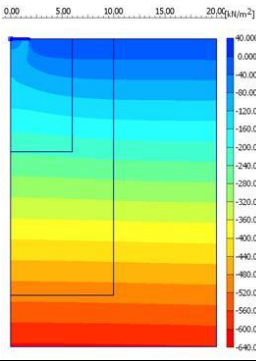
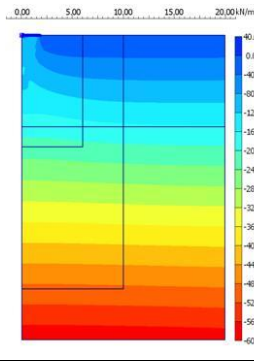
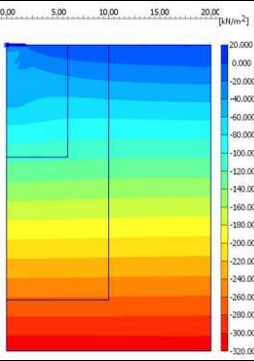
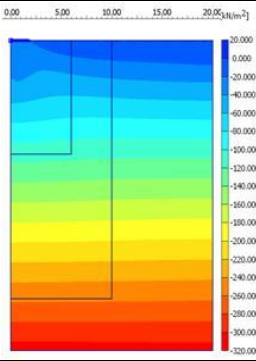
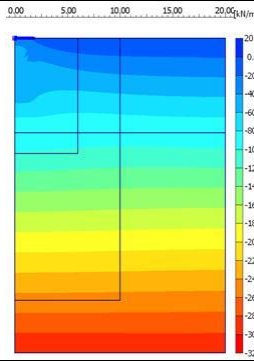
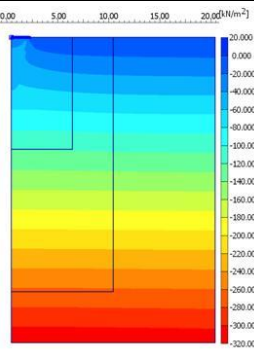
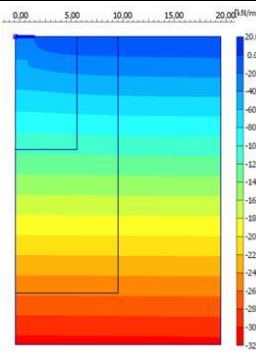
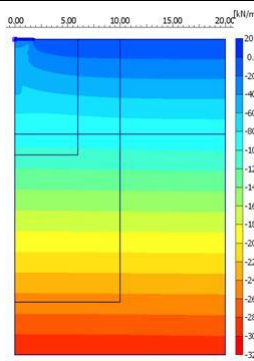
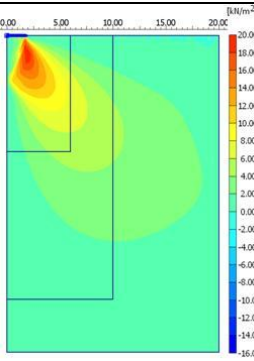
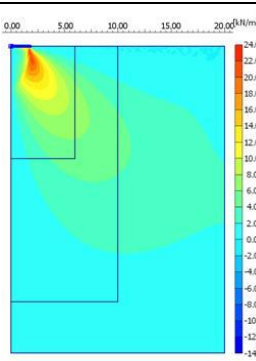
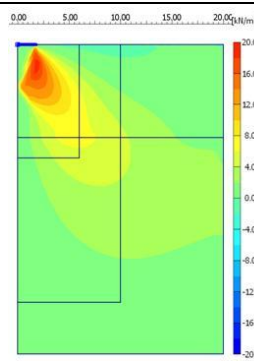
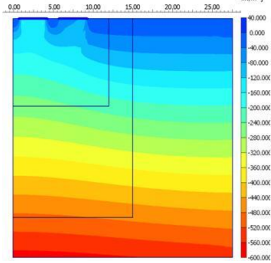
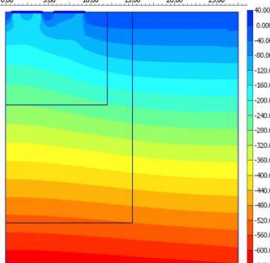
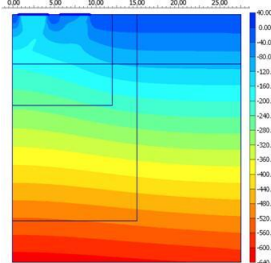
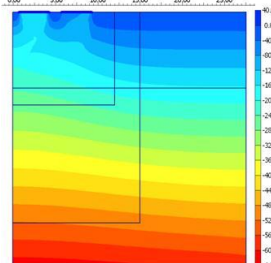
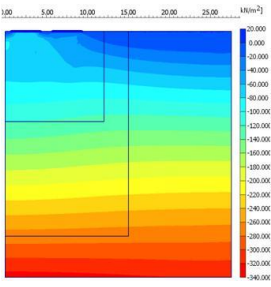
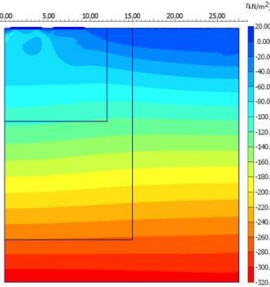
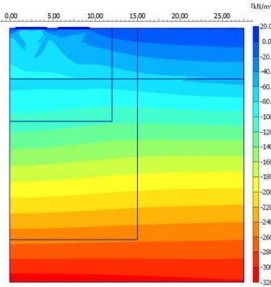
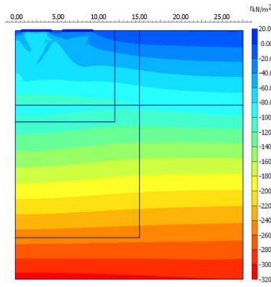
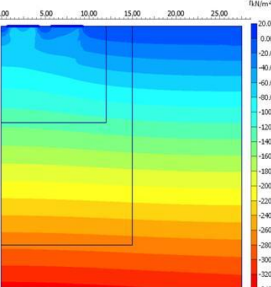
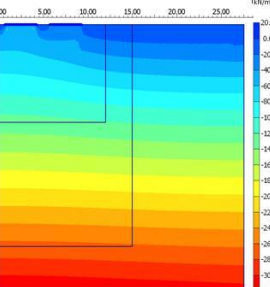
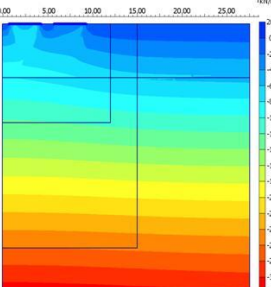
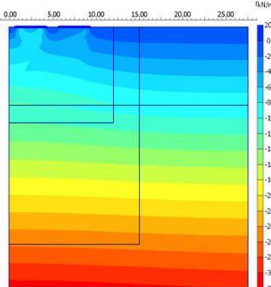
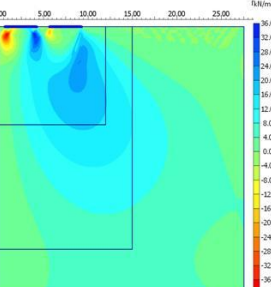
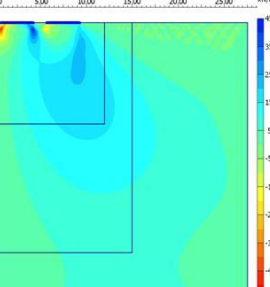
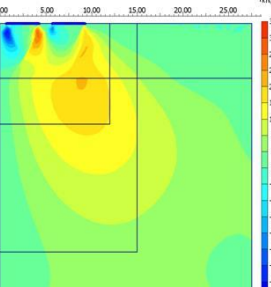
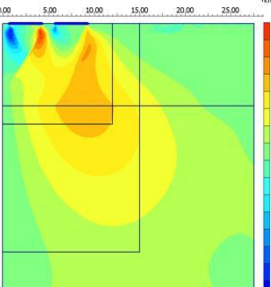
Perfil	Solo 1 (Homogéneo)	Solo 2 (Homogéneo)	Solo 1 & Solo 2 (Estratificado)
$\sigma_y$			
$\sigma_{ym\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-546,80	-606,63	-589,03
$\sigma_x$			
$\sigma_{xm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-316,50	-309,04	-299,96
$\sigma_z$			
$\sigma_{zm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-316,50	-309,04	-299,96
$\tau$			
$\tau_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	19,03	23,44	-19,19

Tabela 11. Tensões obtidas para o carregamento correspondente à sapata 2 (Bolbos e respectivas tensões máximas).  
No perfil estratificado o solo 2 encontra-se a 6m.

Perfil	Solo 1 (Homogéneo)	Solo 2 (Homogéneo)	Solo 1 & Solo 2 (Estratificado)
$\sigma_y$			
$\sigma_{ym\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-548,22	-609,08	-596,28
$\sigma_x$			
$\sigma_{xm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-317,10	-309,85	-303,45
$\sigma_z$			
$\sigma_{zm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-317,10	-309,85	-303,45
$\tau$			
$\tau_{m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>2</sup> )	22,84	27,32	-24,41



Tabela 12. Tensões obtidas para o carregamento correspondente à modelação das quatro sapatas. (Bolbos e respectivas tensões máximas).

Perfil	Solo 1 (Homogéneo) (kN/m <sup>2</sup> )	Solo 2 (Homogéneo) (kN/m <sup>2</sup> )	Solo 1 & Solo 2 (Solo 2 a 6m) (kN/m <sup>2</sup> )	Solo 1 & Solo 2 (Solo 2 a 9m) (kN/m <sup>2</sup> )
$\sigma_y$				
$\sigma_{ym\acute{a}x}$	-575,43	-634,90	-623,66	-618,10
$\sigma_x$				
$\sigma_{xm\acute{a}x}$	-328,76	-318,45	-312,57	-309,65
$\sigma_z$				
$\sigma_{zm\acute{a}x}$	-328,76	-318,46	-312,58	-309,65
$\tau$				
$\tau_{m\acute{a}x}$	-38,15	-50,94	34,69	29,96



## 6.5.5. Discussão de Resultados

### 6.5.5.1. Efeito da Mudança de Solo

O resultado da mudança de solo, nos três grupos, foi praticamente o mesmo, a saber, uma passagem de diagrama de momentos flectores negativos para positivos, na sapata. A mudança do solo resulta principalmente na alteração do módulo de deformabilidade, ou seja, na alteração da rigidez do solo. Como resultado da diminuição da deformabilidade ao se passar de solo 1 para solo 2 (de 50MPa para 150MPa), ocorre uma diminuição dos pontos plastificados abaixo da sapata assente em solo 2. Estes pontos plastificados, bem como o caminho que formam abaixo da sapata, afectam directamente as deformações da própria sapata. As deformações da sapata influenciam, por sua vez, o diagrama de momentos flectores que a sapata experimenta. A Figura 81 e a Figura 82 mostram os pontos plastificados resultantes da modelação da sapata 1 em solo 1 e em solo 2, respectivamente, de forma a corroborar o atrás mencionado.

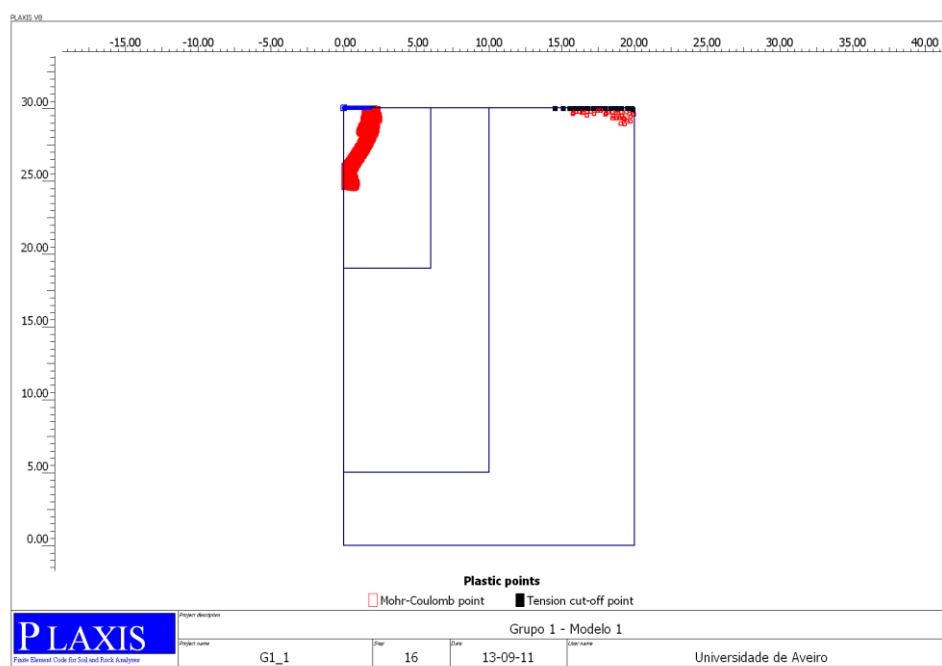


Figura 81. Gráfico do Output do programa PLAXIS, representando os pontos plastificados relativos ao modelo G1\_1, a saber, carregamento da sapata 1 em solo 1 (2693 pontos plastificados).

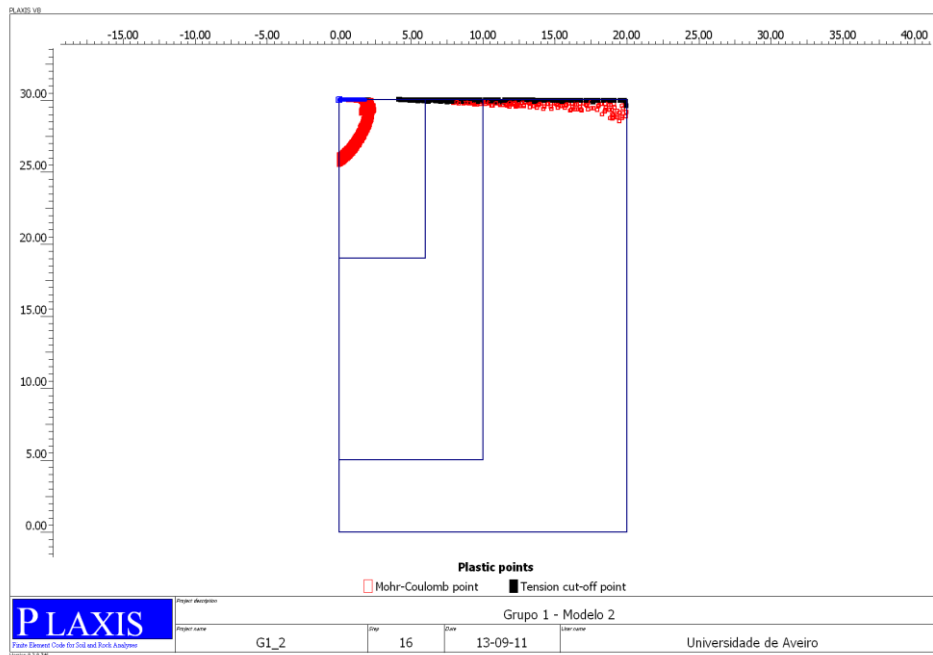


Figura 82. Gráfico do Output do programa PLAXIS, representando os pontos plastificados relativos ao modelo G1\_2, a saber, carregamento da sapata 1 em solo 2 (1734 pontos plastificados).

#### 6.5.5.2. Efeito do Valor da Coesão

Relativamente ao efeito do valor da coesão no diagrama de momentos flectores na sapata, o resultado obtido para os grupos analisados foi um aumento dos valores positivos do diagrama de momentos flectores na sapata. Estando a coesão relacionada com as forças de ligação existentes entre as partículas do solo, e segundo a teoria de Mohr-Coulomb, mantendo um mesmo ângulo de atrito  $\phi'$  e aumentando a coesão, o que se observa é uma translação na vertical da envolvente de rotura, tal como se ilustra na Figura 83.

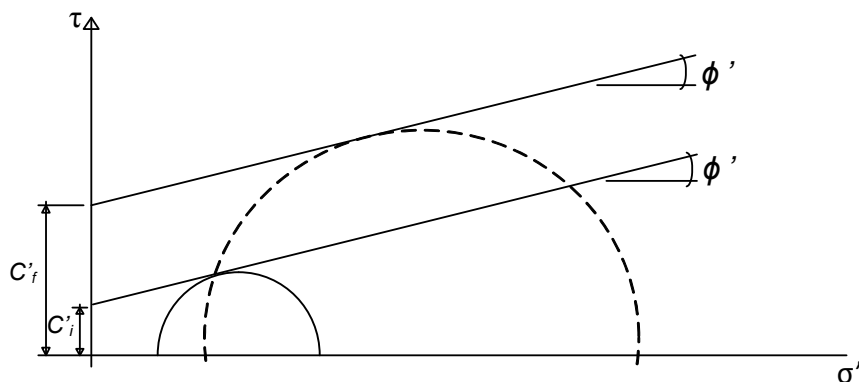


Figura 83. Esquema do efeito do aumento da coesão no estado de tensão. Circunferências de Mohr.

Isto implica que num solo com maior coesão é necessária uma tensão superior para que ocorra plastificação de um mesmo ponto de solo. Ora, quer isto dizer que, sendo o carregamento o mesmo, o número de pontos plastificados será menor, logo o solo deforma-se menos. Assim sendo, a sapata absorverá maior esforço, e o seu diagrama de momentos irá aumentar para valores positivos.

#### **6.5.5.3. Simplificações de Simetria**

O resultado do efeito da utilização de simplificações de simetria no Grupo 1 foi algo diferente do obtido para os Grupos 2 e 3. Embora as premissas sejam as mesmas para os três grupos, no sentido de que em nenhum dos modelos se consegue manipular a malha e os solos são os mesmos, para o Grupo 1 não se obtiveram resultados tão satisfatórios como para os restantes grupos. Salienta-se ainda que, aumentando o valor da coesão, tal como se fez em todos os grupos atrás referidos, os diagramas de momentos flectores nas sapatas, dos modelos com simplificação e sem simplificação, são cada vez mais coincidentes.

A não coincidência dos diagramas de momentos flectores dos modelos com e sem simplificação de simetria, em particular nos do Grupo 1, pode explicar-se segundo a malha de elementos finitos. Note-se que a malha de elementos finitos abaixo da sapata, nos dois modelos, não é nem a mesma, nem homogénea e não é simétrica (no caso do modelo completo). Lembra-se o facto de que o programa PLAXIS não permite a manipulação da malha de elementos finitos. Este programa permite o seu refinamento mas não permite a sua manipulação, o que faz com que a malha abaixo da sapata, em cada modelo, não seja a mesma e não seja homogénea. Nos Grupos 2 e 3 não se notou o efeito da malha abaixo da sapata visto os diagramas terem sido bastante coincidentes.

Na Figura 84 pode observar-se a malha deformada e indeformada, abaixo da sapata no modelo 1 do Grupo 1 (Sapata modelada em Solo 1).

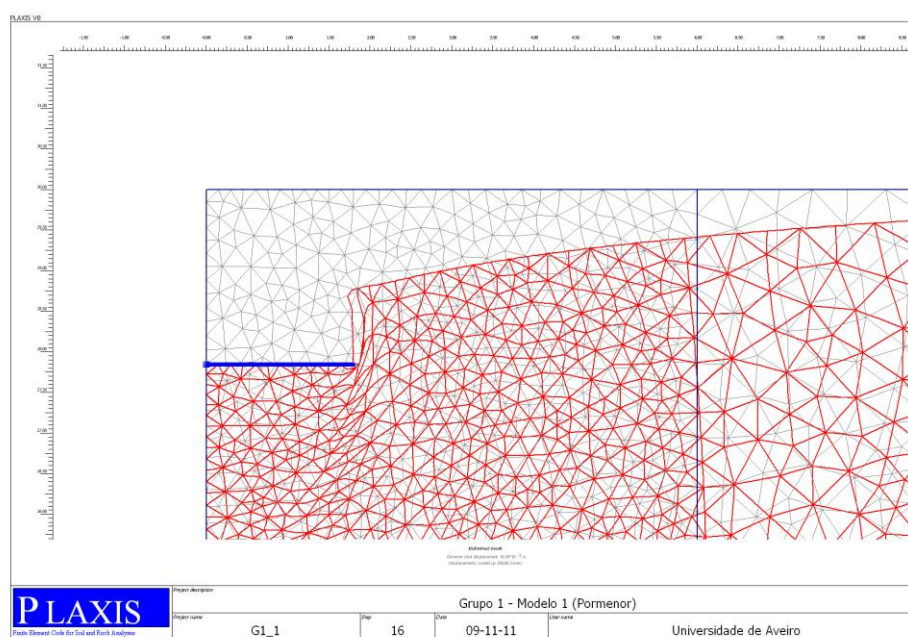


Figura 84. Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 1 do Grupo 1.

A Figura 85 mostra os pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 1 do Grupo 1 bem como a malha indeformada do modelo.

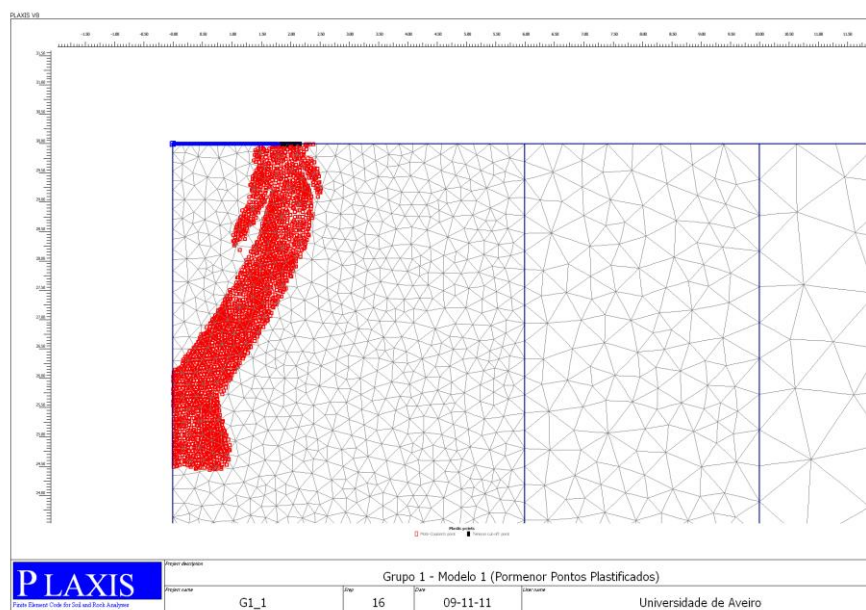


Figura 85. Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 1 do Grupo 1.

Em comparação com o modelo simplificado por simetria (G1\_1), na Figura 86 pode observar-se a malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente, modelada sem simplificação de simetria (G1\_5).

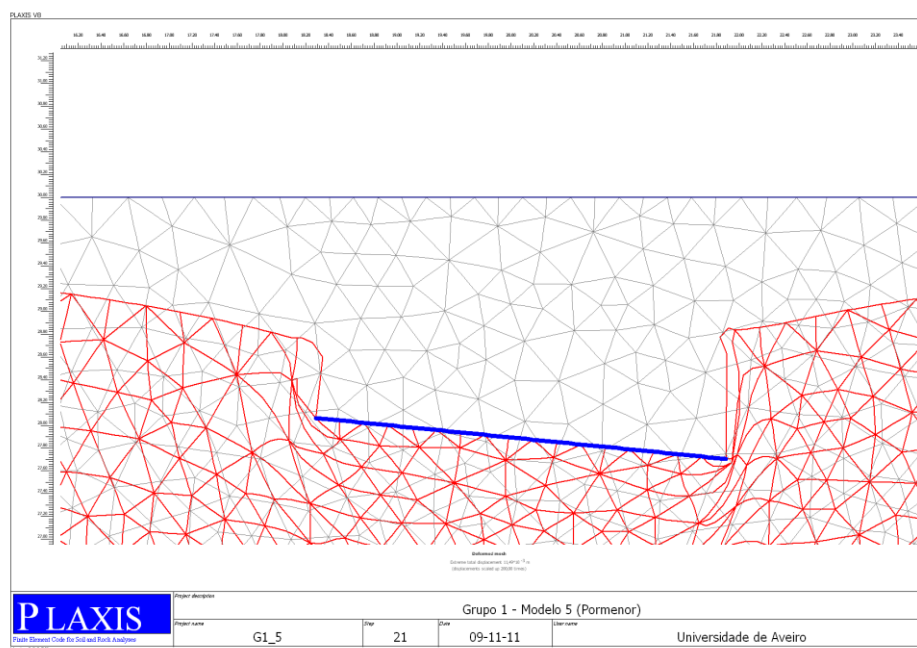


Figura 86. Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 5 do Grupo 1.

Tal como se pode observar na Figura 86 a malha de elementos finitos abaixo da sapata não é simétrica nem homogénea, como referido acima. A Figura 87 mostra os pontos plastificados abaixo da mesma sapata, novamente quando modelada sem simplificação de simetria.

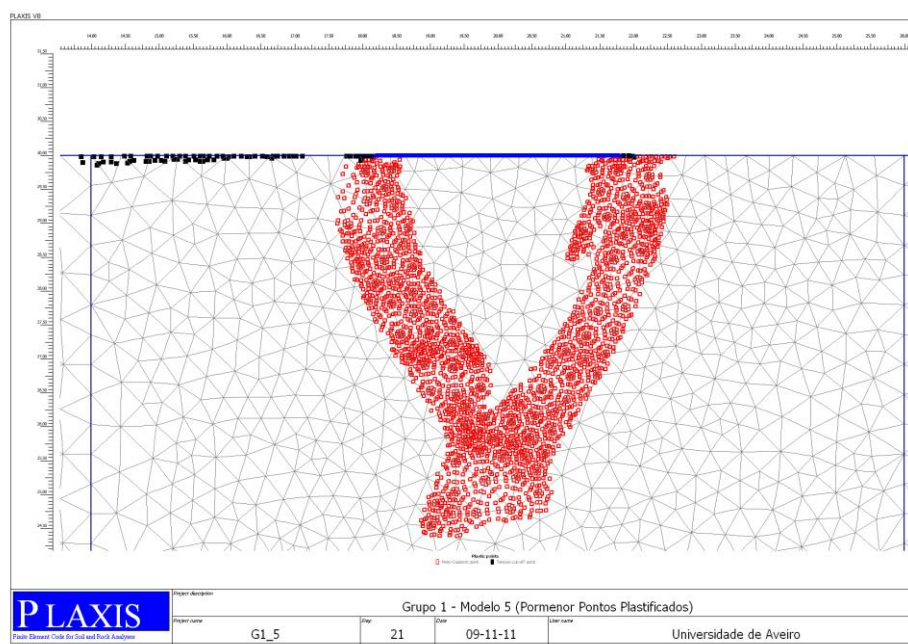


Figura 87. Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 5 do Grupo 1.

Da Figura 88 até a Figura 91 pode observar-se a mesma sapata quando modelada em Solo 2 utilizando simplificação de simetria e o modelo correspondente sem simplificação (malha deformada e indeformada e pontos plastificados).

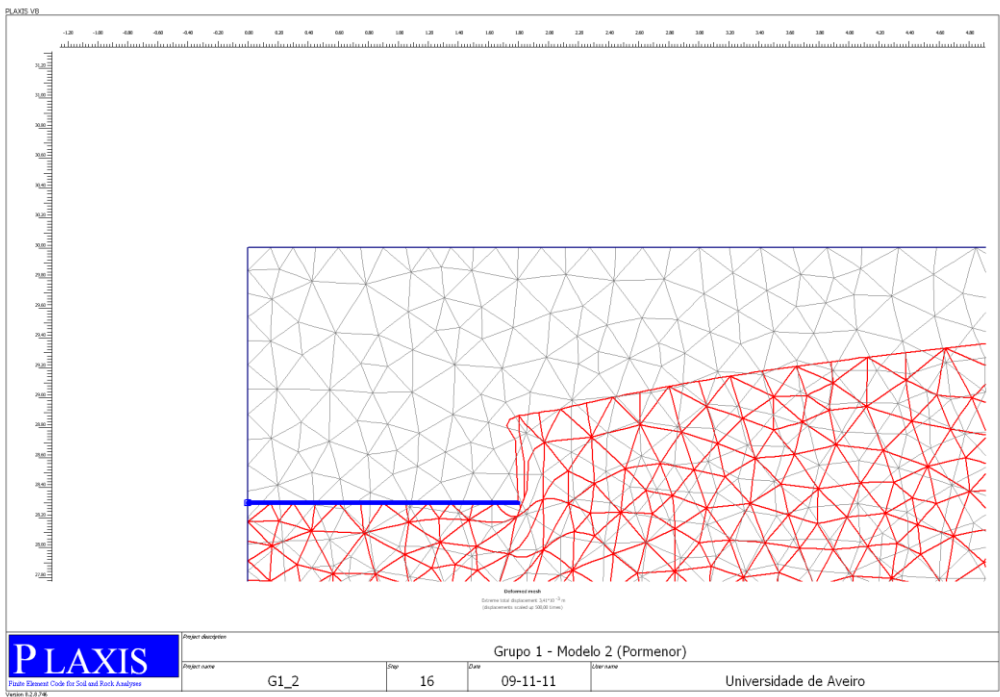


Figura 88. Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 2 do Grupo 1.

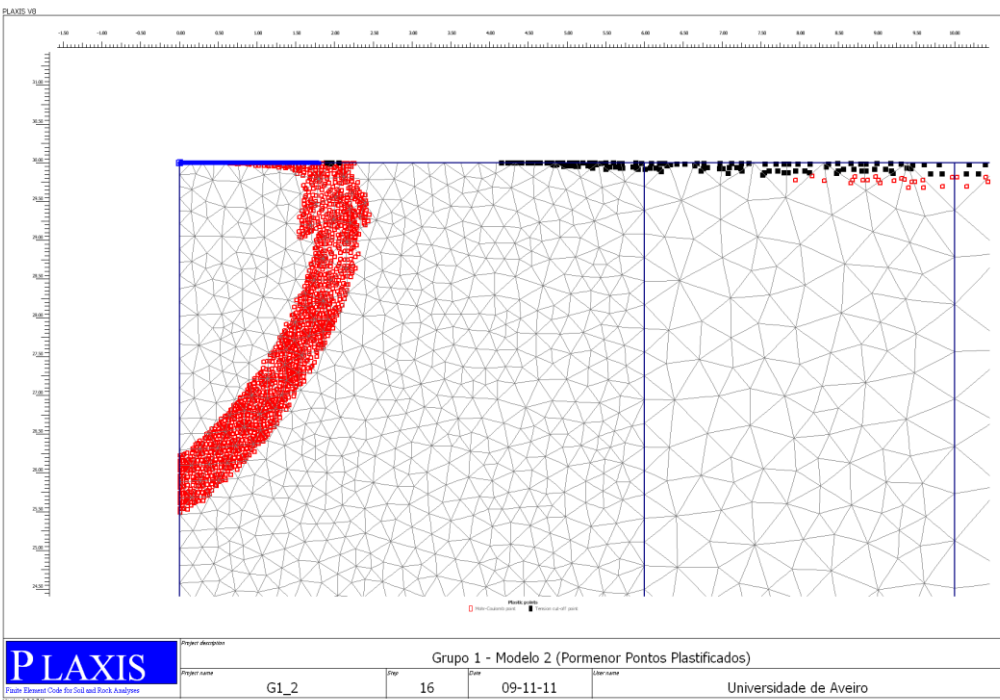


Figura 89. Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 2 do Grupo 1.



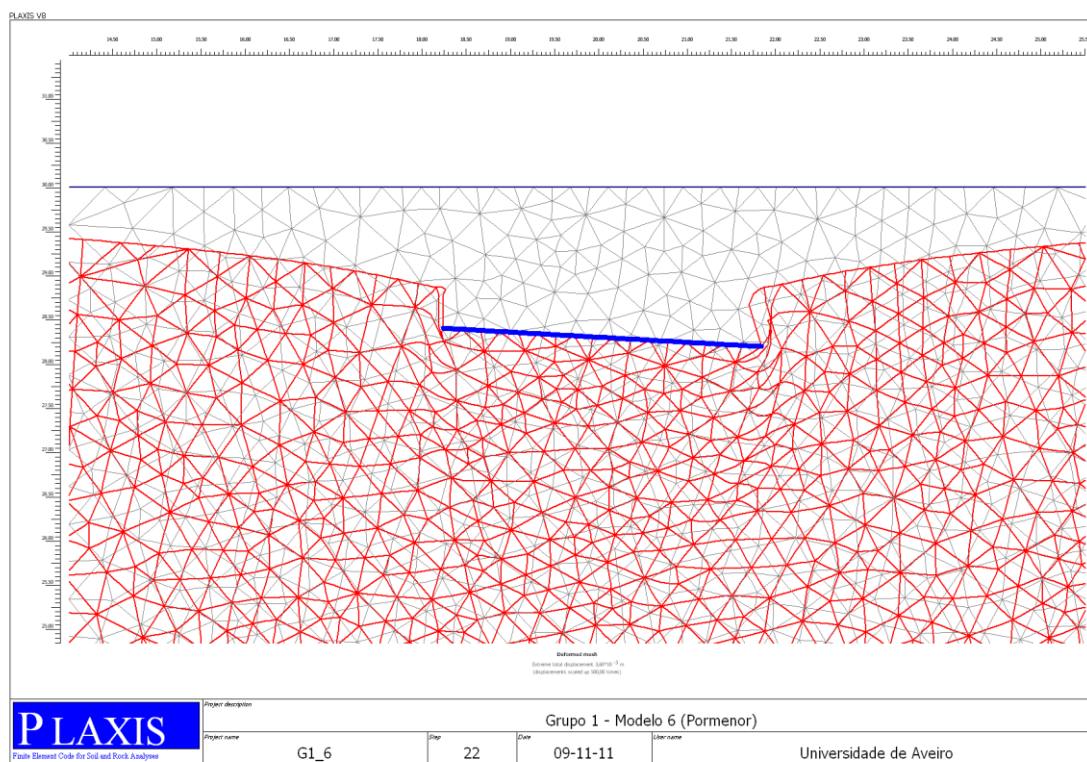


Figura 90. Pormenor da malha deformada e indeformada abaixo da sapata correspondente ao modelo 6 do Grupo 1.

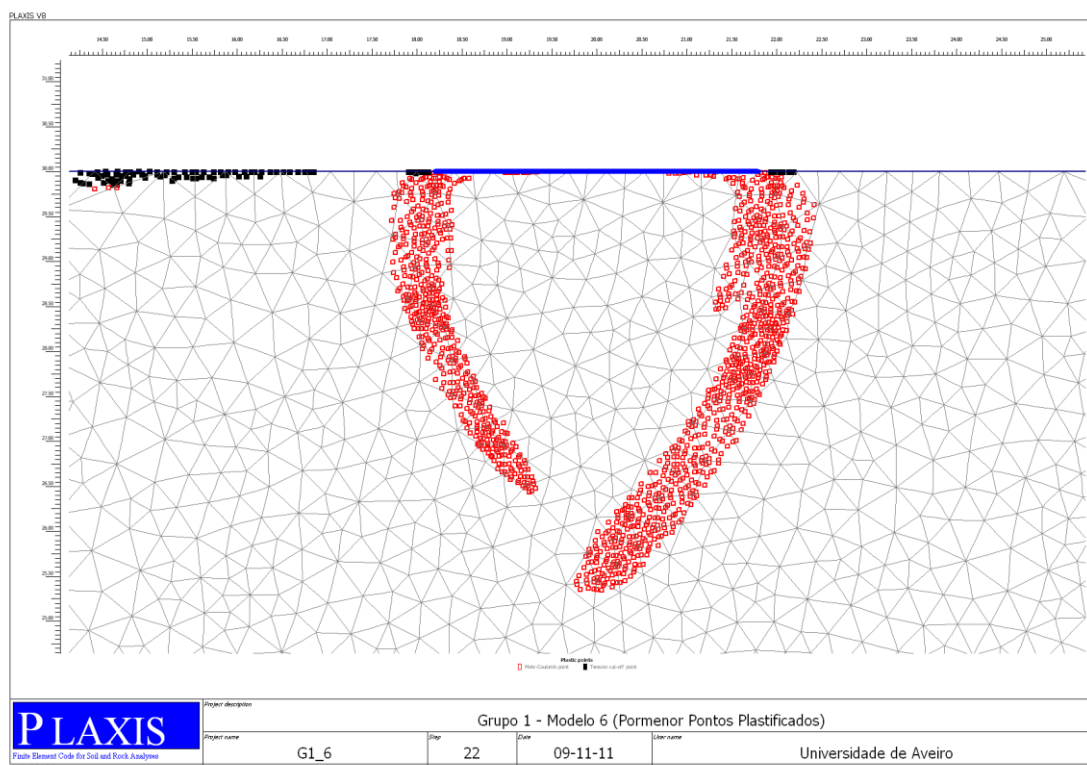


Figura 91. Pormenor dos pontos plastificados abaixo da sapata correspondente ao modelo 6 do Grupo 1.

No modelo simplificado assume-se que a malha à esquerda do eixo de simetria seria igual à malha que se encontra à direita do mesmo eixo, assumindo logicamente a simetria da malha, sendo que os pontos plastificados também formam caminhos simétricos. No modelo sem simplificação tal não acontece, o que implica diagramas de momentos flectores não simétricos, logo, não coincidentes em ambos os modelos.

Os diagramas de momentos flectores resultarem ainda mais coincidentes nos modelos com aumento do valor da coesão de 1kPa para 10kPa, resulta de, visto haver menor plastificação dos pontos do solo, existem menos deformações abaixo da sapata, fazendo com que a malha de elementos finitos tenha menor importância relativamente a homogeneidade e simetria.

#### **6.5.5.4. Malha de Elementos Finitos**

Uma malha de elementos finitos mais fina reflecte-se em valores mais precisos, visto ser maior o número de elementos e por sua vez, maior o número de nós que o programa terá que analisar, o que faz com que os esforços e deslocamentos do solo estejam bastante mais definidos ou pormenorizados. Embora o programa leve mais tempo a analisar o modelo com malha de elementos finitos fina, neste caso, a diferença de tempo não é significativa. Além disso, não se pode dizer que se está a adoptar uma abordagem conservativa ao se utilizar uma malha de elementos finitos grosseira, utilizando o argumento de que desta resultam valores máximos de momentos flectores nas sapatas mais gravosos. Efectivamente, no caso dos diagramas de momentos flectores serem positivos, os modelos com malha grosseira apresentam valores superiores, relativamente ao modelo com malha fina, mas no caso de os diagramas de momentos flectores serem negativos, os modelos com malha de elementos finitos grosseira aproximam o valor máximo do diagrama de momentos flectores correspondente ao modelo com malha fina, de zero. Por outro lado, também a posição do momento flector máximo na sapata pode ser alterada, ao se utilizar uma malha de elementos finitos mais grosseira, relativamente a uma mais fina, dependendo obviamente do diagrama de momentos flectores correspondente, o que implicaria erros a nível de dimensionamento estrutural da sapata.

Ocorre o que se pode observar na Figura 92, que pretende ilustrar de forma teórica o comportamento do diagrama de momentos flectores, ao se passar de modelo utilizando malha de elementos finitos fina para um modelo com malha grosseira.



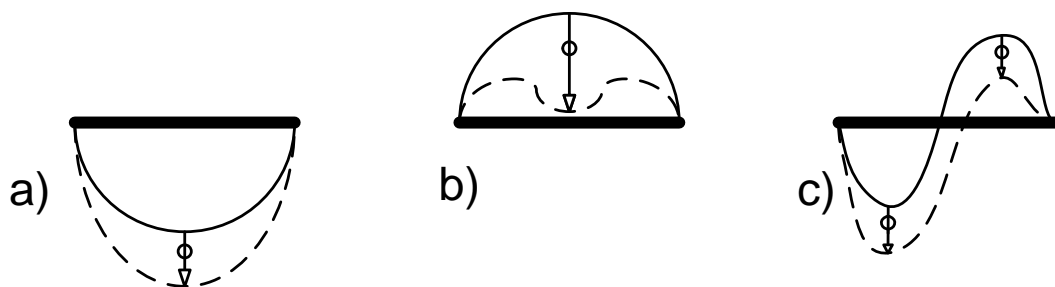


Figura 92. Ilustração teórica do efeito da mudança de malha de elementos finitos de fina para grosseira nos diagramas de: a) momentos flectores positivos; b) momentos flectores negativos; c) momentos negativos e positivos no mesmo elemento.

No caso do momento flector negativo ser o mais condicionante, a sapata seria dimensionada para tal valor. Levando em conta que, teoricamente, uma malha de elementos finitos mais fina, tal como atrás se mencionou, traduz resultados mais precisos, ao ser utilizado um modelo com malha grosseira, este valor condicionante de momento flector seria menor (mais perto de zero), o que implicaria um subdimensionamento da sapata.

#### 6.5.5.5. Forma de Aplicação da Carga

Relativamente ao efeito da forma de aplicação da carga no elemento de barra, o que se pode observar em todos os grupos, é um aumento dos valores do momento flector com a diminuição da dimensão em que a carga é distribuída, ou seja, à medida que se passa da carga estando distribuída por todo o elemento de barra para as dimensões correspondentes ao efeito das bielas de compressão e por sua vez para as dimensões do pilar, o diagrama de momentos flectores nas sapatas aumenta de forma significativa. A explicação para tal é que quanto menor é a distribuição da carga maior é a sua intensidade, o que quase produz um efeito de carga concentrada quando esta é aplicada segundo as dimensões do pilar.

#### 6.5.5.6. Assentamentos

Nesta secção procura-se avaliar a variação dos assentamentos tanto nos três primeiros grupos como no grupo com estratificação do perfil. Os valores aqui apresentados correspondem aos assentamentos máximos na sapata.

O gráfico conjunto da Figura 93 representa a variação dos assentamentos máximos dos três primeiros grupos em função do parâmetro em análise. Note-se que não se pretende a comparação das variações dos diferentes grupos em função do parâmetro respectivo, pois tal não seria possível visto as premissas de cada grupo serem diferentes. Pretende-se com este gráfico uma compilação da informação relativa às variações de assentamentos obtidas para os três primeiros grupos de análise.

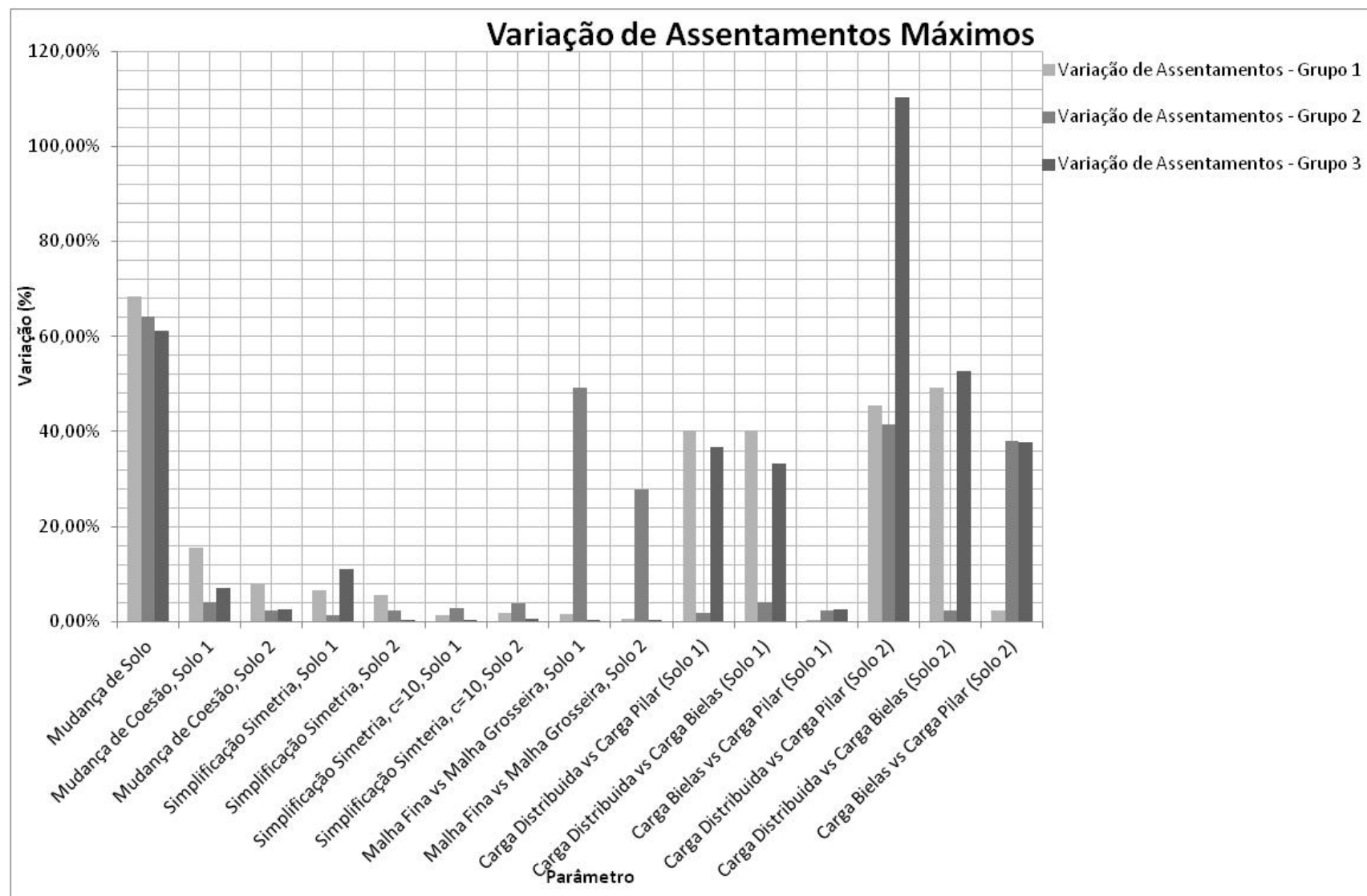


Figura 93. Variação dos assentamentos máximos dos três primeiros grupos em função do parâmetro em análise.

Tal como se pode observar na Figura 93 os parâmetros que mais tiveram influência nos assentamentos máximos foram a “mudança de solo”, a “mudança de malha” (para o Grupo 2) e a “forma de aplicação da carga” para os dois solos e os três grupos.

Relativamente à mudança de solo, a diminuição do assentamento que se verifica ao se passar de solo 1 para solo 2 é justificado pela diminuição da deformabilidade (aumento da rigidez) dos respectivos solos.

Quanto ao parâmetro relativo à forma de aplicação da carga, todas as variações são referentes a um aumento do valor dos assentamentos máximos. Como se pode observar no gráfico da Figura 93 os resultados obtidos para o solo 2 são sempre superiores aos obtidos em solo 1. Talvez por ser um solo com menor deformabilidade o efeito da alteração da forma de aplicação da carga tenha maior expressão relativamente a um solo mais deformável (solo 1). Relativamente ao aumento de 110% do assentamento máximo verificado no Grupo 3 em solo 2, para a mudança da aplicação da carga de distribuída segundo todo o elemento de barra para apenas segundo as dimensões do pilar, deve levar-se em conta que se trata do parâmetro que maior influência tem no diagrama de momentos flectores na sapata e no valor dos assentamentos, bem como do facto de se verificar em solo 2 que apresenta valores de variação de assentamentos máximos superiores aos obtidos em solo 1.

Quanto aos assentamentos verificados no Grupo 4 (perfil estratificado) no gráfico da Figura 75 pode observar-se que, para a sapata 1, com apenas 1m de solo 1 (no topo do perfil), o assentamento observado é superior ao verificado quando esta descarrega apenas em solo 2 (0,0034m). À medida que a espessura do estrato de solo 1 aumenta a curva resultante tende a estabilizar para o valor de assentamento correspondente à sapata 1 quando descarrega em perfil apenas constituído por solo 1, cujo valor é de 0,0108m. Até o volume de solo 1 no perfil ser de 30% da totalidade do perfil a presença do solo 2 é condicionante no desenvolvimento dos assentamentos pois observa-se um aumento acentuado do valor dos mesmos até este valor de volume de solo 1. Após este ponto, o solo 2 começa a perder influência pois observa-se uma tendência para estabilização da curva. Salienta-se que o volume de solo 1 ser de 30% corresponde a que a espessura do estrato seja de 9m (numa altura de 30m), ou seja, 30% de solo 1 equivale a uma profundidade de  $2,5B$ . Isto quer dizer que o solo 2 começa a perder a influência ainda dentro do primeiro “cluster” da malha de elementos finitos utilizada, ou seja, ainda se está na zona de malha mais refinada. Esta observação faz-se para se ilibar quaisquer dúvidas de que a mudança de tamanho da malha pudesse ter influência na diminuição do aumento do valor do assentamento.

Quanto à sapata 2, o seu comportamento é em tudo semelhante ao observado para a sapata 1, tal como se pode observar na Figura 76, embora que, tal como mencionado na secção 6.5.4, devido a um carregamento superior, apresenta valores de assentamentos superiores relativamente à sapata 1. Novamente, apenas 1m de solo 1 no topo do perfil faz com que o assentamento verificado (0,006m) seja superior ao que se obtém quando a sapata assenta num perfil constituído apenas por solo 2, que tem o valor de 0,0054m. No presente caso, o solo 2 começa a perder expressão quando o solo 1 corresponde a 20% do volume total do perfil (profundidade de  $1,67B$ ), pois é a partir desse ponto que a curva de assentamentos começa a estabilizar, tendendo o valor do assentamento para o respectivo, quando a sapata 2 descarrega apenas em solo 1, cujo valor é de 0,0150m. Uma vez mais a mudança de inclinação da curva corresponde a uma profundidade inferior à que se utiliza para a mudança do refinamento da malha, a saber  $3B$ , tal como referido em 6.3.

Relativamente às quatro sapatas modeladas em conjunto, tal como se vê em 6.5.4, a que verifica maior assentamento é a sapata interior (sapata 2). O que se pode observar através do gráfico da Figura 78 é um aumento gradual do valor do assentamento à medida que o volume de solo 1 aumenta no perfil. O valor do assentamento máximo verificado no modelo com as quatro sapatas a descarregar apenas em solo 2 (0,0104m) é ligeiramente inferior ao verificado quando as quatro sapatas descarregam num perfil com apenas 1m de solo 1 no topo do mesmo (0,012m), e o restante constituído por solo 2. Quanto ao comportamento da curva, não se observa qualquer tendência para estabilizar, apresentando o valor último de assentamento, correspondendo a um perfil constituído por 29m de solo 1 e apenas 1m de solo 2 na base do perfil, superior ao obtido na modelação das quatro sapatas em perfil constituído unicamente por solo 1, cujo valor é de 0,0269m.

#### **6.5.5.7. Tensões Máximas na Massa de Solo**

Após a construção da sapata, ou seja após o carregamento, a tensão vertical depende da tensão vertical de repouso e do acréscimo de tensão vertical devido ao carregamento.

A tensão vertical de repouso depende do peso volúmico do solo e teoricamente, para perfil de solo homogéneo, visto o carregamento ser igual, os acréscimos de tensão vertical num dado ponto são iguais. No caso dos perfis estratificados os acréscimos de tensão vão depender também dos módulos de deformabilidade dos dois solos que os constituem. Verifica-se que quanto maior a percentagem de solo 2 no perfil, maior o valor máximo da tensão vertical observada. Isto pode dever-se ao solo 2 ter peso volúmico superior ao solo 1 e maior módulo de deformabilidade.

Quanto à tensão horizontal após o carregamento, esta depende da tensão vertical de repouso, do valor do coeficiente de impulso em repouso  $K_0$  e do acréscimo de tensão horizontal devido ao carregamento.

Relativamente à tensão vertical de repouso, tal como já mencionado, depende do valor do peso volúmico do solo. O valor de  $K_0$  é calculado pelo programa PLAXIS em função do ângulo de atrito  $\phi$  através da equação (70).

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (70)$$

Tendo o solo 2 um valor de ângulo de atrito  $\phi$  superior ao do solo 1, o coeficiente de impulso em repouso  $K_0$  do solo 2 é menor.

As tensões horizontais máximas de repouso são maiores no perfil constituído por solo 1 apenas. Isto parece indicar que, para esses valores máximos, o efeito do menor peso volúmico do solo 1 é inferior ao maior valor do  $K_0$  do mesmo solo, quando comparados com os valores respectivos do solo 2. Nos perfis estratificados o efeito das várias grandezas intervenientes não é claro.



## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em primeiro lugar é preciso salientar que o presente estudo foi realizado para uma estrutura teórica tipo, com um programa de modelação numérica comercial, a saber o PLAXIS, pelo que as conclusões a tirar relativamente aos resultados obtidos estão limitadas a tais premissas, não sendo possível a sua extrapolação para a generalidade dos programas e das estruturas. Será claro que apenas são válidas quando se está perante situações similares às utilizadas no presente estudo. Dito isto apresentam-se de seguida as principais conclusões a tirar do estudo realizado.

Observou-se no estudo efectuado que tanto a mudança do módulo de deformabilidade  $E$  como a mudança do valor da coesão  $c$ , introduzem variações significativas tanto no valor máximo e na forma do diagrama de momentos flectores na sapata, como no valor dos assentamentos verificados. Sendo estes parâmetros relativos às características dos solos em análise, o poder de decisão do utilizador/projectista quanto à sua utilização no modelo reside limitado à confiança de tais valores obtidos por outrem (na maioria dos casos), o que implica um poder de decisão reduzido. Lembra-se ainda que a coesão de um solo, como propriedade do mesmo, é obtida de forma teórica, ou seja, a partir de correlações utilizando outras propriedades do solo, essas sim, obtidas experimentalmente. Significa isto portanto que a confiança maior terá que ser depositada no valor do módulo de deformabilidade do solo, em comparação com a confiança necessária relativa ao valor da coesão, embora que muitas vezes, também o módulo de deformabilidade seja estimado através de bibliografia e/ou correlações com outras grandezas. Claramente se conclui que não se pode comparar o efeito de um parâmetro relativamente ao outro, isto é, não se pode comparar o efeito da mudança do valor do módulo de deformabilidade com o efeito devido à alteração do valor da coesão no presente estudo pois, tal como atrás mencionado, a gama de variação de ambos os parâmetros é diferente, nomeadamente, o valor do módulo de deformabilidade, na passagem, de solo 1 para solo 2 é de três vezes, enquanto a coesão, quando variada, é no valor de dez vezes.

Relativamente à utilização de simplificações de simetria neste tipo de problemas, traduz-se numa abordagem vantajosa pois, por um lado diminui-se o tempo de modelação e análise, e por outro é uma forma de se diminuírem erros. Visto que o programa não permite a manipulação da malha de elementos finitos, no caso de se utilizar um modelo sem simplificação de simetria, a malha gerada não será homogénea (simétrica) abaixo da sapata, o que introduz erros nos resultados. Quando se utilizam modelos com simplificação de simetria,

por se admitir que a malha é simétrica segundo o eixo de simetria da sapata, está-se de certa forma a homogeneizar a malha de elementos finitos abaixo da sapata e na massa de solo, impondo a simetria referida, reduzindo desta forma erros devidos à malha de elementos finitos.

Quanto à utilização de uma malha de elementos finitos grosseira em detrimento de uma malha fina, provou-se não ser uma opção vantajosa a utilizar/tomar pois, não se traduz num ganho de tempo de análise, por parte do programa, significativo, para o grau de refinamento utilizado. Por outro lado, tal como mencionado em 6.5.5.4, a utilização de uma malha grosseira introduz diferenças significativas nos diagramas de momentos flectores nas sapatas, relativamente aos obtidos para uma malha de elementos finitos fina, e portanto mais precisa quanto a resultados, o que poderá implicar erros de dimensionamento estrutural.

De todos os parâmetros analisados, o que maior efeito teve no diagrama de momentos flectores na sapata foi a forma de aplicação da carga. Curioso será dizer que todas as três formas de aplicação/modelação da carga no elemento de barra estão teoricamente correctas. A disparidade de valores e da forma dos diagramas de momentos flectores acarreta consequências para o dimensionamento estrutural da sapata. Pondo por hipótese que a modelação efectuada seria utilizando uma abordagem de carga distribuída por todo o elemento de barra, o diagrama de momentos flectores apresentaria valores bastante baixos, o que traduziria uma armadura de flexão na sapata distribuída por toda a sapata, e quiçá de diâmetros reduzidos. Sendo utilizada uma abordagem oposta, ou seja, mais gravosa, a saber modelando a carga apenas nas dimensões do pilar (abordagem que não é muito realista pois ocorre sempre alguma distribuição de tensões na sapata), o diagrama de momentos flectores resultante será de valores bastante elevados, concentrados na zona do pilar, e bastante reduzidos na restante sapata, o que traduziria uma armadura de flexão na sapata bastante mais concentrada, ou reforçada, na zona do pilar, e com menos expressão na restante sapata. Implicaria possivelmente uma verificação mais pormenorizada do efeito do esforço transversal nessa zona da sapata, e talvez um dimensionamento de armadura de esforço transversal, caso necessário. Quer isto dizer que de certa forma, a modelação de um elemento, no caso particular de sapatas, tem inúmeras soluções teóricas correctas, sendo que a tradução da mesma na prática, ou seja, a colocação da armadura no elemento de betão armado é que virá de encontro com a modelação efectuada, isto obviamente, no caso de peças modeladas ainda não existentes. Por outras palavras, o elemento comporta-se, de certa forma, como o projectista assim entender, isto é, ao reforçar de armadura a zona do pilar, na sapata, esta zona apresentará maior rigidez e absorverá maior tensão, o que se assemelha a uma modelação da



carga aplicada segundo as dimensões do pilar. No caso de o projectista optar por distribuir a armadura, de forma mais ou menos homogénea por toda a sapata, fará com que a rigidez em todo o elemento seja aproximadamente a mesma, o que fará com que a distribuição da carga se efectue por toda a sapata, assemelhando a distribuição de esforços pela sapata ao momento flector correspondente à modelação utilizando a carga distribuída por todo o elemento de barra.

Quanto a assentamentos, pode concluir-se com o presente estudo que, a modelação de sapatas como sendo isoladas resulta num valor de assentamento inferior ao valor obtido para um modelo em que as sapatas sejam modeladas em conjunto, simulando desta forma a realidade *in situ*. Tal como descrito atrás, e abordado em GHOSH et al. (2010), a proximidade entre as fundações acarreta um aumento do valor do assentamento destas. A não consideração desta realidade, numa situação de projecto, poderá acarretar consequências nefastas em obra.

Para finalizar propõe o autor algumas linhas de investigação futura a realizar no âmbito desta dissertação e da problemática da interacção solo-estrutura.

Será interessante a realização de estudo similar ao presente para mais tipos de solo, nomeadamente solos da região de Aveiro, acarretando outras soluções estruturais de fundação para a estrutura tipo utilizada neste mesmo documento. Este tipo de solos apresenta vários desafios que seriam interessantes de estudar ao nível da modelação numérica das fundações bem como a previsão do seu comportamento quando carregados.

A realização de ensaios laboratoriais à escala, simulando o efeito da proximidade de fundações superficiais em perfil estratificado, seria interessante de forma a cruzar os resultados com os obtidos no presente documento, quanto a assentamentos.

Por fim, e relativamente à continuação do estudo da interacção solo-estrutura, seria vantajoso, utilizando os resultados obtidos nas modelações efectuadas no presente documento e através de um estudo paramétrico, recorrer ao programa de elementos finitos SAP2000 para se obter valores de rigidez para molas representativas do comportamento dos perfis de solo estudados, na estrutura de análise, de forma a estudar o comportamento da mesma após a deformação do solo de fundação.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AZEVEDO, ÁLVARO - Método dos Elementos Finitos. 2003.
- BARDET, JEAN-PIERRE- Experimental Soil Mechanics. 1997.
- BJERRUM, L. - Discussion on compressibility of soils., 1963.
- BONITO, FERNANDO- Fundações - Formulário. Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Civil, 2006.
- BOULON, MARC [et al.]- Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique: Formation PLAXIS. Paris, 2007.
- BOWLES, JOSEPH E. - Foundation Analysis and Design. 5. 1996.
- CISMASIU, CORNELIU- Método dos Elementos Finitos. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa, 2009.
- DESAI, C. S.; ABEL, J. F. - Introduction to the finite element method: A numerical method for engineering analysis., 1987.
- DUTTA, SEKHAR CHANDRA; MANDAL, APARNA; DUTTA, SOMNATH - Soil-structure interaction in dynamic behaviour of elevated tanks with alternate frame staging configurations. Journal of sound and vibration. (2004).
- DUTTA, SEKHAR CHANDRA; ROY, RANA - A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system. Computers & Structures, 2002.
- EN1992-1-1- Eurocode 2: Design of Concrete Structures. 2004.
- EN1997-1- Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. 2004.
- EN1997-1, NP- Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico. 2010.
- FELIPPA, CARLOS A.; PARK, K. C.; FARHAT, CHARBEL - Partitioned analysis of coupled mechanical systems. 2001.
- FERNANDES, MANUEL DE MATOS - Mecânica dos Solos II Volume. 1995.
- FERNANDES, MANUEL DE MATOS - Mecânica dos Solos Volume I. 2006.
- GABA, A. R. [et al.] - Embedded retaining walls: Guidance for economic design, research project: 629., 2002.
- GHOSH, PRIYANKA; SHARMA, ANIRUDH- Interference effect of two nearby strip footings on layered soil: theory of elasticity approach. 2010.
- HANSEN, J. B. - A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity., 1970.

JAHROMI, HAMID ZOLGHADR ZADEH - Partitioned Analysis of Nonlinear Soil-Structure Interaction. London: Imperial College London, 2009.

JIN, W. L. [et al.] - Evaluation of damage to offshore platform structures due to collision of large barge., 2005.

MARTINS, FRANCISCO FERREIRA - Aplicação de Elementos Finitos e Infinitos na Análise de Problemas de Carácter Geotécnico. Porto: Universidade do Porto, 1988.

MARTINS, J. BARREIROS - Fundações. Universidade do Minho, 2002.

MEYERHOF, G. G. - Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations., 1963.

NOORZAEI, J. [et al.] - Nonlinear interactive analysis of cooling tower-foundation-soil interaction under unsymmetrical wind load., 2006.

POTTS, DAVID M.; ZDRAVKOVIC, LIDIJA - Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory. 1999.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C.- Foundations and retaining structures - Research and practice: XV ICSMGE. Istanbul, 2001.

QUARTERONI, A.; VALLI, A. - Domain decomposition methods for partial differential equations., 1999.

RAVASKA, O. - A sheet pile wall design according to Eurocode 7 and Plaxis., 2002.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. 1983.

RUGONYI, S.; BATHE, K. J. - On finite element analysis of fluid flows fully coupled with structural interactions., 2001.

TERZAGHI, KARL - Theoretical Soil Mechanics. 1943.

TIAN, L.; LI, Z. X. - Dynamic response analysis of a building structure subjected to ground shock from a tunnel explosion., 2008.

USACOE- Settlement Analysis. Washington, DC, 1990.

VÉSIC, A. S. - Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations., 1973.

VÉSIC, A. S. - Foundation Engineering Handbook. 1975.

VILADKAR, M. N. [et al.] - Static soil-structure interaction response of hyperbolic cooling towers to symmetrical wind loads., 2006.

ZEEVRAT, L. - Foundation engineering for difficult sub-soil conditions., 1972.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. - Finite Element Method: Solid and Fluid Mechanics Dynamics and Nonlinearity. 1991.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; JHU, J. Z. - The finite element method: Its basis and fundamentals., 2005.



## **ANEXO A: TABELAS DE RESULTADOS**

Serve o presente anexo como auxiliar do capítulo 6 do presente documento. Aqui encontram-se as tabelas de resultados correspondentes aos modelos dos vários grupos de análise.

## ANEXO A

Tabela 13. Resultados obtidos nos modelos dos Grupos 1, 2 e 3.

Modelo	Deslocamento Vertical Máximo, Uy (m)	Tensão Principal Efectiva Máxima (KN/m <sup>2</sup> )	Tensão Média Máxima (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{xx}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{yy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{zz}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Mmáx (KNm)				
G1_1	0,0108	-545,71	-393,26	-316,50	-546,80	-316,50	-3,56				
G1_2	0,0034	-605,42	-408,24	-309,04	-606,63	-309,04	3,01				
G1_3	0,0091	-545,80	-393,32	-316,53	-546,89	-316,53	15,09				
G1_4	0,0031	-605,38	-408,21	-309,02	-606,59	-309,02	16,56				
G1_5	0,0115	-546,49	-393,69	-316,79	-547,49	-316,79	-2,56				
G1_6	0,0036	-606,32	-408,74	-309,34	-607,53	-309,34	7,42				
G1_7	0,0092	-546,47	-393,73	-316,82	-547,56	-316,82	20,12				
G1_8	0,0032	-606,31	-408,73	-309,34	-607,53	-309,34	21,47				
G1_9	0,0113	-544,59	-393,69	-316,79	-547,50	-316,79	3,74				
G1_10	0,0036	-604,31	-408,74	-309,34	-607,55	-309,34	7,89				
G1_11	0,0161	-548,66	-395,04	-317,72	-549,66	-317,72	129,24				
G1_12	0,0161	-548,66	-395,03	-317,72	-549,66	-317,72	44,36				
G1_13	0,0052	-608,99	-410,16	-310,19	-610,10	-310,19	141,04				
G1_14	0,0054	-609,19	-410,28	-310,26	-610,30	-310,26	53,37				
G2_1	0,0150	-547,13	-394,14	-317,10	-548,22	-317,10	-5,56				
G2_2	0,0054	-607,87	-409,59	-309,85	-609,08	-309,85	-1,61				
G2_3	0,0156	-550,09	-395,97	-318,37	-551,18	-318,37	20,94				
G2_4	0,0053	-609,53	-410,52	-310,40	-610,74	-310,41	25,41				
G2_5	0,0152	-548,31	-394,82	-317,57	-549,31	-317,57	-5,72				
G2_6	0,0053	-608,96	-410,20	-310,22	-610,17	-310,22	-1,60				
G2_7	0,0161	-551,63	-396,93	-319,03	-552,73	-319,03	20,77				
G2_8	0,0055	-611,50	-411,62	-311,06	-612,72	-311,07	25,33				
G2_9	0,0227	-549,32	-396,62	-318,81	-552,23	-318,82	-11,02				
G2_10	0,0067	-609,27	-411,50	-310,99	-612,52	-311,00	-0,99				
G2_11	0,0155	-548,49	-394,93	-317,65	-549,49	-317,65	127,49				
G2_12	0,0159	-548,59	-394,99	-317,69	-549,59	-317,69	44,51				
G2_13	0,0074	-611,59	-411,61	-311,06	-612,70	-311,06	173,87				
G2_14	0,0054	-609,20	-410,28	-310,26	-610,31	-310,27	53,44				
G3_1	0,0269	-574,26	-410,98	-328,76	-575,43	-328,76	-9,36	-3,72			
G3_2	0,0104	-633,59	-423,93	-318,45	-634,90	-318,46	2,83	4,45			
G3_3	0,0287	-573,84	-410,73	-328,58	-575,01	-328,58	21,95	13,79			
G3_4	0,0102	-633,11	-423,67	-318,29	-634,41	-318,30	23,21	13,95			
G3_5	0,0299	-575,20	-411,30	-328,98	-575,94	-328,99	-3,47	-7,99	-8,76	-3,67	
G3_6	0,0105	-634,93	-424,42	-318,75	-635,77	-318,75	4,60	4,10	3,41	4,43	
G3_7	0,0288	-574,87	-411,10	-328,84	-575,61	-328,84	14,30	22,49	22,56	14,20	
G3_8	0,0102	-634,60	-424,24	-318,64	-635,44	-318,64	14,47	23,64	23,84	14,42	
G3_9	0,0298	-573,33	-411,32	-328,93	-576,02	-328,99	3,43	-2,88	-4,79	3,55	
G3_10	0,0104	-632,86	-424,42	-318,69	-635,83	-318,75	5,36	8,07	7,03	6,53	
G3_11	0,0409	-586,54	-418,32	-333,84	-587,27	-333,84	131,92	205,53	205,17	131,97	
G3_12	0,0398	-585,52	-417,69	-333,40	-586,25	-333,40	46,44	60,98	60,18	45,79	
G3_13	0,0220	-671,30	-444,60	-330,86	-672,09	-330,86	199,76	317,91	317,23	199,13	
G3_14	0,0160	-653,17	-434,55	-324,82	-653,99	-324,82	57,58	87,93	87,36	57,15	



Tabela 14. Valores máximos dos momentos flectores nas sapatas e respectivas variações (Grupo 1 e 2).

	Parâmetro	Modelos		Respectivos Momentos (KNm)		Caso Base	Variação Relativamente aos Momentos Máximos(%)
Combinações GRUPO 1	Mudança de Solo	G1_1	G1_2	-3,56	3,01	G1_1	184,55%
	Mudança de Coesão, Solo 1	G1_1	G1_3	-3,56	15,09	G1_1	523,88%
	Mudança de Coesão, Solo 2	G1_2	G1_4	3,01	16,56	G1_2	450,17%
	Simplificação Simetria, Solo 1	G1_1	G1_5	-3,56	-2,56	G1_1	28,09%
	Simplificação Simetria, Solo 2	G1_2	G1_6	3,01	7,42	G1_2	146,51%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 1	G1_3	G1_7	15,09	20,12	G1_3	33,33%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 2	G1_4	G1_8	16,56	21,47	G1_4	29,65%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1	G1_5	G1_9	-2,56	3,74	G1_5	246,09%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2	G1_6	G1_10	7,42	7,89	G1_6	6,33%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 1)	G1_5	G1_11	-2,56	129,24	G1_5	5148,44%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 1)	G1_5	G1_12	-2,56	44,36	G1_5	1832,81%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 1)	G1_12	G1_11	44,36	129,24	G1_12	191,34%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 2)	G1_6	G1_13	7,42	141,04	G1_6	1800,75%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 2)	G1_6	G1_14	7,42	53,37	G1_6	619,27%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 2)	G1_14	G1_13	53,37	141,04	G1_14	164,26%
Combinações GRUPO 2	Mudança de Solo	G2_1	G2_2	-5,56	-1,61	G2_1	71,04%
	Mudança de Coesão, Solo 1	G2_1	G2_3	-5,56	20,94	G2_1	476,62%
	Mudança de Coesão, Solo 2	G2_2	G2_4	-1,61	25,41	G2_2	1678,26%
	Simplificação Simetria, Solo 1	G2_1	G2_5	-5,56	-5,72	G2_1	2,88%
	Simplificação Simetria, Solo 2	G2_2	G2_6	-1,61	-1,60	G2_2	0,62%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 1	G2_3	G2_7	20,94	20,77	G2_3	0,81%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 2	G2_4	G2_8	25,41	25,33	G2_4	0,31%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1	G2_5	G2_9	-5,72	-11,02	G2_5	92,66%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2	G2_6	G2_10	-1,60	-0,99	G2_6	38,13%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 1)	G2_5	G2_11	-5,72	127,49	G2_5	2328,85%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 1)	G2_5	G2_12	-5,72	44,51	G2_5	878,15%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 1)	G2_12	G2_11	44,51	127,49	G2_12	186,43%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 2)	G2_6	G2_13	-1,60	173,87	G2_6	10966,88%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 2)	G2_6	G2_14	-1,60	53,44	G2_6	3440,00%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 2)	G2_14	G2_13	53,44	173,87	G2_14	225,36%

## ANEXO A

Tabela 15. Valores máximos dos momentos flectores nas sapatas e respectivas variações (Grupo 3).

	Parâmetro	Modelos		Respectivos Momentos (KNm)								Caso Base	Variação Relativamente aos Momentos Máximos (%)			
Combinações GRUPO 3	Mudança de Solo	G3_1	G3_2			-9,36	-3,72			2,83	4,45	G3_1			130,24%	219,62%
	Mudança de Coesão, Solo 1	G3_1	G3_3			-9,36	-3,72			21,95	13,79	G3_1			334,51%	470,70%
	Mudança de Coesão, Solo 2	G3_2	G3_4			2,83	4,45			23,21	13,95	G3_2			720,14%	213,48%
	Simplificação Simetria, Solo 1	G3_1	G3_5			-9,36	-3,72	-3,47	-7,99	-8,76	-3,67	G3_1			6,41%	1,34%
	Simplificação Simetria, Solo 2	G3_2	G3_6			2,83	4,45	4,60	4,10	3,41	4,43	G3_2			20,49%	0,45%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 1	G3_3	G3_7			21,95	13,79	14,30	22,49	22,56	14,20	G3_3			2,78%	2,97%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 2	G3_4	G3_8			23,21	13,95	14,47	23,64	23,84	14,42	G3_4			2,71%	3,37%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1	G3_5	G3_9	-3,47	-7,99	-8,76	-3,67	3,43	-2,88	-4,79	3,55	G3_5	198,85%	63,95%	45,32%	196,78%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2	G3_6	G3_10	4,60	4,10	3,41	4,43	5,36	8,07	7,03	6,53	G3_6	16,52%	96,93%	106,16%	47,40%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 1)	G3_5	G3_11	-3,47	-7,99	-8,76	-3,67	131,92	205,53	205,17	131,97	G3_5	3901,73%	2672,34%	2442,12%	3695,91%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 1)	G3_5	G3_12	-3,47	-7,99	-8,76	-3,67	46,44	60,98	60,18	45,79	G3_5	1438,33%	863,20%	786,99%	1347,68%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 1)	G3_12	G3_11	46,44	60,98	60,18	45,79	131,92	205,53	205,17	131,97	G3_12	184,07%	237,04%	240,93%	188,21%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 2)	G3_6	G3_13	4,60	4,10	3,41	4,43	199,76	317,91	317,23	199,13	G3_6	4242,61%	7653,90%	9202,93%	4395,03%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 2)	G3_6	G3_14	4,60	4,10	3,41	4,43	57,58	87,93	87,36	57,15	G3_6	1151,74%	2044,63%	2461,88%	1190,07%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 2)	G3_14	G3_13	57,58	87,93	87,36	57,15	199,76	317,91	317,23	199,13	G3_14	246,93%	261,55%	263,13%	248,43%

Tabela 16. Valores máximos dos assentamentos e respectivas variações (Grupos 1, 2 e 3).

	<b>Parâmetro</b>	<b>Modelos</b>		<b>Respectivos Assentamentos (m)</b>		<b>Caso Base</b>	<b>Variação (%)</b>
<b>Combinações GRUPO 1</b>	Mudança de Solo	G1_1	G1_2	0,0108	0,0034	G1_1	68,37%
	Mudança de Coesão, Solo 1	G1_1	G1_3	0,0108	0,0091	G1_1	15,58%
	Mudança de Coesão, Solo 2	G1_2	G1_4	0,0034	0,0031	G1_2	8,21%
	Simplificação Simetria, Solo 1	G1_1	G1_5	0,0108	0,0115	G1_1	6,59%
	Simplificação Simetria, Solo 2	G1_2	G1_6	0,0034	0,0036	G1_2	5,57%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 1	G1_3	G1_7	0,0091	0,0092	G1_3	1,43%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 2	G1_4	G1_8	0,0031	0,0032	G1_4	1,92%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1	G1_5	G1_9	0,0115	0,0113	G1_5	1,57%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2	G1_6	G1_10	0,0036	0,0036	G1_6	0,56%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 1)	G1_5	G1_11	0,0115	0,0161	G1_5	40,21%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 1)	G1_5	G1_12	0,0115	0,0161	G1_5	40,12%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 1)	G1_12	G1_11	0,0161	0,0161	G1_12	0,06%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 2)	G1_6	G1_13	0,0036	0,0052	G1_6	45,56%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 2)	G1_6	G1_14	0,0036	0,0054	G1_6	49,17%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 2)	G1_14	G1_13	0,0054	0,0052	G1_14	2,42%
<b>Combinações GRUPO 2</b>	Mudança de Solo	G2_1	G2_2	0,0150	0,0054	G2_1	64,25%
	Mudança de Coesão, Solo 1	G2_1	G2_3	0,0150	0,0156	G2_1	3,99%
	Mudança de Coesão, Solo 2	G2_2	G2_4	0,0054	0,0053	G2_2	2,23%
	Simplificação Simetria, Solo 1	G2_1	G2_5	0,0150	0,0152	G2_1	1,40%
	Simplificação Simetria, Solo 2	G2_2	G2_6	0,0054	0,0053	G2_2	2,23%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 1	G2_3	G2_7	0,0156	0,0161	G2_3	2,88%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 2	G2_4	G2_8	0,0053	0,0055	G2_4	3,81%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1	G2_5	G2_9	0,0152	0,0227	G2_5	49,11%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2	G2_6	G2_10	0,0053	0,0067	G2_6	27,81%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 1)	G2_5	G2_11	0,0152	0,0155	G2_5	1,84%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 1)	G2_5	G2_12	0,0152	0,0159	G2_5	4,20%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 1)	G2_12	G2_11	0,0159	0,0155	G2_12	2,27%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 2)	G2_6	G2_13	0,0053	0,0074	G2_6	41,52%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 2)	G2_6	G2_14	0,0053	0,0054	G2_6	2,48%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 2)	G2_14	G2_13	0,0054	0,0074	G2_14	38,10%
<b>Combinações GRUPO 3</b>	Mudança de Solo	G3_1	G3_2	0,02686	0,01041	G3_1	61,24%
	Mudança de Coesão, Solo 1	G3_1	G3_3	0,02686	0,02874	G3_1	7,00%
	Mudança de Coesão, Solo 2	G3_2	G3_4	0,01041	0,01015	G3_2	2,50%
	Simplificação Simetria, Solo 1	G3_1	G3_5	0,02686	0,02986	G3_1	11,17%
	Simplificação Simetria, Solo 2	G3_2	G3_6	0,01041	0,01045	G3_2	0,38%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 1	G3_3	G3_7	0,02874	0,02882	G3_3	0,28%
	Simplificação Simetria, c=10, Solo 2	G3_4	G3_8	0,01015	0,01021	G3_4	0,59%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 1	G3_5	G3_9	0,02986	0,02977	G3_5	0,30%
	Malha Fina vs Malha Grosseira, Solo 2	G3_6	G3_10	0,01045	0,01044	G3_6	0,10%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 1)	G3_5	G3_11	0,02986	0,04087	G3_5	36,87%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 1)	G3_5	G3_12	0,02986	0,03981	G3_5	33,32%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 1)	G3_12	G3_11	0,03981	0,04087	G3_12	2,66%
	Carga Distribuida vs Carga Pilar (Solo 2)	G3_6	G3_13	0,01045	0,02198	G3_6	110,33%
	Carga Distribuida vs Carga Bielas (Solo 2)	G3_6	G3_14	0,01045	0,01597	G3_6	52,82%
	Carga Bielas vs Carga Pilar (Solo 2)	G3_14	G3_13	0,01597	0,02198	G3_14	37,63%

Tabela 17. Variação das tensões em função da mudança de solo (Sapata 1)

Tensão (kN/m <sup>2</sup> )	solo 1	solo 2	%	solo 1	estr 9m	%	solo2	estr 9m	%
$\sigma_y$	-546,8	-606,63	10,94%	-546,8	-589,03	7,72%	-606,63	-589,03	-2,90%
$\sigma_x$	-316,5	-309,04	-2,36%	-316,5	-299,96	-5,23%	-309,04	-299,96	-2,94%
$\sigma_z$	-316,5	-309,04	-2,36%	-316,5	-299,96	-5,23%	-309,04	-299,96	-2,94%
$\tau$	19,03	23,44	23,17%	19,03	-19,19	-200,84%	23,44	-19,19	-181,87%

Estr 9m corresponde ao perfil constituído por 9m de solo 1 no topo e solo 2 no restante perfil.

Tabela 18. Variação das tensões em função da mudança de solo (Sapata 2)

Tensão (kN/m <sup>2</sup> )	solo 1	solo 2	%	solo 1	estr 6m	%	solo 2	estr 6m	%
$\sigma_y$	-548,22	-609,08	11,10%	-548,22	-596,28	8,77%	-609,08	-596,28	-2,10%
$\sigma_x$	-317,1	-309,85	-2,29%	-317,1	-303,45	-4,30%	-309,85	-303,45	-2,07%
$\sigma_z$	-317,1	-309,85	-2,29%	-317,1	-303,45	-4,30%	-309,85	-303,45	-2,07%
$\tau$	22,84	27,32	19,61%	22,84	-24,41	-206,87%	27,32	-24,41	-189,35%

Estr 6m corresponde ao perfil constituído por 6m de solo 1 no topo e solo 2 no restante perfil.

Tabela 19. Variação das tensões em função da mudança de solo (Quatro Sapatas)

Tensão (kN/m <sup>2</sup> )	solo 1	solo 2	%	solo 1	estr 6m	%	solo 2	estr 6m	%	solo 1	estr 9m	%	solo 2	estr 9m	%
$\sigma_y$	-575,43	-634,9	10,33%	-575,43	-596,28	3,62%	-634,9	-596,28	-6,08%	-575,43	-589,03	2,36%	-634,9	-589,03	-7,22%
$\sigma_x$	-328,76	-318,45	-3,14%	-328,76	-303,45	-7,70%	-318,45	-303,45	-4,71%	-328,76	-299,96	-8,76%	-318,45	-299,96	-5,81%
$\sigma_z$	-328,76	-318,46	-3,13%	-328,76	-303,45	-7,70%	-318,46	-303,45	-4,71%	-328,76	-299,96	-8,76%	-318,46	-299,96	-5,81%
$\tau$	-38,15	-50,94	33,53%	-38,15	-24,41	-36,02%	-50,94	-24,41	-52,08%	-38,15	-19,19	-49,70%	-50,94	-19,19	-62,33%

*Estr 6m* corresponde ao perfil constituído por 6m de solo 1 no topo e solo 2 no restante perfil. *Estr 9m* corresponde ao perfil constituído por 9m de solo 1 no topo e solo 2 no restante perfil.

